

TUGAS AKHIR TERAPAN - RC 145501

**EVALUASI KAPASITAS DRAINASE *BOX CULVERT* JALAN GEBANG  
LOR TERHADAP HULU DAN HILIRNYA**

Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

Dosen Pembimbing:  
Ir. FX Didik Harijanto, CES  
NIP 19590329 198811 1 001

Siti Kamilia Aziz, ST., MT.  
NIP 19771231 200604 2 001

PROGRAM STUDI DIPLOMA TIGA TEKNIK SIPIL  
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA 2017



TUGAS AKHIR TERAPAN - RC 145501

**EVALUASI KAPASITAS DRAINASE *BOX CULVERT* JALAN GEBANG  
LOR TERHADAP HULU DAN HILIRNYA**

Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

Dosen Pembimbing:  
Ir. FX Didik Harijanto, CES  
NIP 19590329 198811 1 001

Siti Kamilia Aziz, ST., MT.  
NIP 19771231 200604 2 001

PROGRAM STUDI DIPLOMA TIGA TEKNIK SIPIL  
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA 2017



APPLIED FINAL PROJECT - RC 145501

**EVALUATION OF THE CAPACITY OF THE DRAINAGE BOX  
CULVERT GEBANG LOR STREET THE UPSTREAM AND  
DOWNSTREAM**

Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

Counsellor lecturer :  
Ir. FX Didik Harijanto, CES  
NIP 19590329 198811 1 001  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.  
NIP 19771231 200604 2 001

DIPLOMA III CIVIL ENGINEERING STUDY PROGRAM  
INFRASTRUCTURE CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT  
VOCATION FACULTY  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA 2017

**EVALUASI KAPASITAS DRAINASE BOX CULVERT  
JALAN GEBANG LOR TERHADAP HULU DAN  
HILIRNYA  
TUGAS AKHIR TERAPAN**

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Ahli Madya  
Pada  
Program Studi Diploma Tiga Teknik Sipil  
Departemen Teknik Infrastruktur Sipil  
Fakultas Vokasi  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya

Oleh:

Mahasiswa I



**Januarico Alif Darmawan**

**NRP 3114 030 101**

Mahasiswa II



**Naufal Abiyyudien**

**NRP 3114 030 115**

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir Terapan:

Dosen I



**Ir. FX Didik Harijanto, CES**

**NIP. 19590329 198811 1 001**

Dosen II

12 6 JUL. 2017

**Siti Kamilia Aziz, ST., MT.**

**NIP. 19771231 200604 2 001**







**BERITA ACARA**  
**TUGAS AKHIR TERAPAN**  
PROGRAM STUDI DIPLOMA TIGA TEKNIK SIPIL  
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
FAKULTAS VOKASI ITS

No. Agenda :  
037713/IT2.VI.8.1/PP.06.00/2017

Tanggal : 18 Juli 2017

Judul Tugas Akhir Terapan	Evaluasi Kapasitas Drainase Box Culvert Jalan Gebang Lor Terhadap Hulu Dan Hilirnya		
Nama Mahasiswa 1	Januarico Alif Darmawan	NRP	3114030101
Nama Mahasiswa 2	Naufal Abiyyudien	NRP	3114030115
Dosen Pembimbing 1	Ir. Didik Harijanto, CES NIP 19590329 198811 1 001	Tanda tangan	
Dosen Pembimbing 2	S. Kamilia Aziz, ST. MT NIP 19771231 200604 2 001	Tanda tangan	

URAIAN REVISI	Dosen Penguji
1. Gde Gumbel / LP III, uji Data ( $X^2$ , SK)	Tatas, ST. MT NIP 19800621 200501 1 002
2. Pilih Rasional / Kaplanian	
3. Gumbel Teknik penuh, long storage	M. Hafizh I, ST. MT NIP 19860212 201504 1 001
4. Tanpa tebal cekung	
5. Atan lebih baik long cross section	Ir. Didik Harijanto, CES NIP 19590329 198811 1 001
6. Hasil Analisa Att. 1 ; 2 ; 3 ditunjukkan secara rinci + dan - nya ditampurkan pada kesimpulan At. yang terpilih dengan + dan - nya	
	S. Kamilia Aziz, ST. MT NIP 19771231 200604 2 001
	Ir. Ismail Sa'ud, MMT NIP 19600517 198903 1 002
7. Cekirnya Kajian ini mempertimbangkan kapasitas saluran Raya ITS dan operasional pompa di hilir, namun kalau tidak mempertimbangkan aspek lain di belakang masalah	
8. pada gambar plot aliran muka air jadi jadi bajir	

PERSETUJUAN HASIL REVISI				
Dosen Penguji 1	Dosen Penguji 2	Dosen Penguji 3	Dosen Penguji 4	Dosen Penguji 5
Tatas, ST. MT NIP 19800621 200501 1 002	M. Hafizh I, ST. MT NIP 19860212 201504 1 001	Ir. Didik Harijanto, CES NIP 19590329 198811 1 001	S. Kamilia Aziz, ST. MT NIP 19771231 200604 2 001	Ir. Ismail Sa'ud, MMT NIP 19600517 198903 1 002

Persetujuan Dosen Pembimbing Untuk Penjilidan Buku Laporan Tugas Akhir Terapan	Dosen Pembimbing 1	Dosen Pembimbing 2
	Ir. Didik Harijanto, CES NIP 19590329 198811 1 001	S. Kamilia Aziz, ST. MT NIP 19771231 200604 2 001

second prinsip luras sebagai dasar penggambaran metode Kajian & Pengukuran  
pada saluran → dengan 11 - 11 km



# KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

FAKULTAS VOKASI

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116

Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025

<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

## ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama

NRP

Judul Tugas Akhir

Dosen Pembimbing

: 1 Januarico Alif Darmawan 2 Maulat Abiyudien  
: 1 3114030101 2 3114030115  
: Evaluasi Kapasitas Drainase Box Culvert Jalan  
Gebang Lor Terhadap Hulu dan Hilirnya  
: Ir. FX Didik Hariyanto, CES

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
1	13 Mei 2017	Lanjutan perhit intensitas hujan. ds				
				B	C	K
2	18 Mei 2017	Gambar diperjelas (skema saluran) lanjutan.		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
3	23 Mei 2017	Lanjutan dg perhitungan alternatif pemecahan masalah (pompa)		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
4	26 Mei 2017	Cer ds Metode Harayusa.		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
5	29 Mei 2017	Pastikan Vol / dimensi tangpungan. Rencana pompa (spesifikasi)		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
6	15 Juni 2017	Pene. Kap pompa & Kesimpulan		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket.

- B = Lebih cepat dari jadwal
- C = Sesuai dengan jadwal
- K = Terlambat dari jadwal



**KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI**

**INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER**

**FAKULTAS VOKASI**

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116

Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025

<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

**ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN**

**Nama**

**NRP**

**Judul Tugas Akhir**

: 1 Januarico Alif Darmawan

: 13114030101

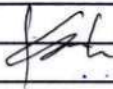





: Evaluasi kapasitas Drainase Box Culvert Jalan Gelombang Lor Terhadap Hulu dan Hilirnya

2 Naufal Abiyyudien

2 3114030115

**Dosen Pembimbing**

: Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
1	17-2-2017	- Dicek TA Qironah Sg Pedoman debit				
		- dihitung catchment yg belum tercover		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	13-3-2017	- Revisi bab 1				
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3	23-3-2017	- Revisi bab 1				
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4	6-4-2017	- Revisi bab 1				
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5	18-4-2017	- Revisi Bab 1				
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
6	24-4-2017	- Bab 1				
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket.

B = Lebih cepat dari jadwal

C = Sesuai dengan jadwal

K = Terlambat dari jadwal





**ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN**

Nama : 1. Januarico Alif Darmawan 2. Naufal Abryyudien  
 NRP : 1. 3114030101 2. 3114030115  
 Judul Tugas Akhir : Evaluasi Kapasitas Drainase Box Culvert Jalan  
 Gebang Lor Terhadap Hulu dan Hilir.  
 Dosen Pembimbing : Ibu Kamelia

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
7	26 April 2017	- Latar belakang	<i>[Signature]</i>			
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
8	5 Mei 2017	Revisi BAB I	<i>[Signature]</i>			
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
9	8 Mei 2017	Revisi BAB I	<i>[Signature]</i>			
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
10	28 Mei 2017	Perbaiki penulisan dan perhitungan Skema drainase	<i>[Signature]</i>			
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
11	5 Juni 2017	- Perbaikan penulisan - Perhitungan - To, Tc pompa	<i>[Signature]</i>			
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
12	9 Juni 2017	- Perbaiki skema jaringan - Hidrografi superposisi - To, T <sub>f</sub> , T <sub>c</sub>	<i>[Signature]</i>			
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket:

- B = Lebih cepat dari jadwal
- C = Sesuai dengan jadwal
- K = Terlambat dari jadwal



### ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

**Nama** : 1 Januarico Alif Darmawan 2 Naypal Abiyyudien  
**NRP** : 1 3114030101 2 3114030115  
**Judul Tugas Akhir** : Evaluasi Kapasitas Drainase Box Culvert Jalan Gebang Lor  
 Terhadap Mulus dan Hilirnya  
**Dosen Pembimbing** : Siti Kumilla Aziz, S.T., MT.

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
13	14 Juni 2017	To, T <sub>f</sub> , T <sub>c</sub> (OK)				
		Lanjut cari head pompa dan sketsa pompa				
				<input type="checkbox"/> B	<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> K
14	19 Juni 2017	Langsoran galiari, penempatan kubam		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		Olak, Pengecelan kemiringan saluran				
		Perhitungan pompa		<input type="checkbox"/> B	<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> K
15	22 Juni 2017	Dasaran hujan jam hujan 5 jam				
		Cara perhitungan Hidrograf Superposisi				
		Pemerincian pemompaan pada jam ke 3 sampai jam ke 4		<input type="checkbox"/> B	<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> K
16	3 Juli 2017	- Perhitungan kolam tempungan				
		- Perbaikan outfall-influen				
		- Perhitungan routing		<input type="checkbox"/> B	<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> K
		- Perhitungan pompa (hulu-hilir)		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
17.	6 Juli 2017	- Grapik pompa				
		- Pompa lumpur				
		- Perhitungan dari menit ke elevasi		<input type="checkbox"/> B	<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

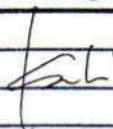
**Ket.**  
 B = Lebih cepat dari jadwal  
 C = Sesuai dengan jadwal  
 K = Terlambat dari jadwal



**KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI**  
**INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER**  
**FAKULTAS VOKASI**  
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
 Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116  
 Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025  
<http://www.dipomasisipil-its.ac.id>

**ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN**

**Nama** : 1 Januarico Alif Darmawan 2 Naufal Abiyyudien  
**NRP** : 1 3114030101 2 3114030115  
**Judul Tugas Akhir** : Evaluasi Kapasitas Drainase Box Culvert Jalan Gebang Lor Terhadap Hulu dan Hilirnya  
**Dosen Pembimbing** : Siti Kamilia Aziz, S.T., MT.

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
18	10 Juli 2017	Perhitungan delay pada perhitungan pompa hulu dan hilir				
		Skema Drainase		B	C	K
		Membenarkan Grafik		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket.  
 B = Lebih cepat dari jadwal  
 C = Sesuai dengan jadwal  
 K = Terlambat dari jadwal

# **EVALUASI KAPASITAS DRAINASE *BOX CULVERT* JALAN GEBANG LOR TERHADAP HULU DAN HILIRNYA**

**Nama Mahasiswa I : Januarico Alif Darmawan**  
**NRP : 3114030101**  
**Nama Mahasiswa II : Naufal Abiyyudien**  
**NRP : 3114030115**  
**Jurusan : Departemen Teknik Infrastruktur  
Sipil FV ITS**  
**Dosen Pembimbing : Ir. FX Didik Harijanto, CES**  
**Siti Kamilia Aziz, ST., MT.**

## **ABSTRAK**

*Saluran drainase yang terdapat pada jalan Gebang Lor Surabaya merupakan terusan dari saluran Manyar Kertoadi yang akan melalui sistem saluran primer Kalidami. Saluran Manyar Kertoadi masih sering tergenang banjir. Tinggi genangan pada saluran Manyar Kertoadi mencapai 20 cm dengan lama genangan sekitar 6-7 jam. Salah satu cara untuk mengatasi banjir pada saluran Manyar Kertoadi adalah dengan menempatkan pompa pada bagian hulu atau hilir saluran Gebang Lor. Oleh sebab itu perlu dikaji dimanakah penempatan pompa yang paling efektif untuk menangani banjir di saluran Manyar Kertoadi.*

*Analisis yang dilakukan pada Tugas Akhir ini meliputi analisis hidrologi, analisis hidrolika, dan analisis pompa. Analisis Hidrologi memperhitungkan curah hujan rencana dengan distribusi Log Person Type III periode ulang dua dan lima tahun, serta perhitungan debit banjir rencana menggunakan metode Rasional untuk mengetahui debit banjir rencana tiap saluran dan menggunakan HSS Nakayassu untuk mengetahui debit jam-jaman untuk perhitungan pompa. Untuk perhitungan analisis hidrolika dilakukan untuk mengetahui kapasitas eksisting penampang saluran.*

*Berdasarkan hasil dari analisa hidrologi didapatkan curah hujan harian rencana periode ulang 5 tahun sebesar 114,37 mm yang akan digunakan untuk menghitung debit rencana metode rasional. Untuk mengevaluasi saluran terlebih dulu dilakukan perhitungan kapasitas saluran dengan dimensi existing yang ada di lokasi studi. Dari hasil evaluasi saluran didapatkan bahwa saluran Manyar Kertoadi tidak meluber sedangkan saluran Gebang Lor meluber. Saluran Manyar Kertoadi banjir karena saluran Gebang Lor penuh sehingga aliran pada outlet saluran Manyar Kertoadi tertahan. Aliran pada hilir saluran Gebang Lor perlu dipercepat untuk mengatasi banjir pada saluran Manyar Kertoadi. Alternatif yang paling efektif untuk menangani banjir yang ada pada saluran Manyar Kertoadi adalah pembangunan rumah pompa pada hilir saluran Gebang Lor dengan 2 pompa kapasitas masing-masing 1,5 m<sup>3</sup>/detik.*

***Kata kunci: Evaluasi, Drainase, Gebang Lor, Banjir, Pompa.***



## **EVALUATION OF THE CAPACITY OF THE DRAINAGE BOX CULVERT GEBANG LOR STREET THE UPSTREAM AND DOWNSTREAM**

**Name Student I : Januarico Alif Darmawan**  
**NRP : 3114030101**  
**Name Student II : Naufal Abiyyudien**  
**NRP : 3114030115**  
**Department : Departemen Teknik Infrastruktur  
Sipil FV ITS**  
**Lecturer Mentor : Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.**

### **ABSTRACT**

*Drainage channel that located at Gebang Lor Surabaya is Manyar Kertoadi ' canal that will pass through Kalidami 's primary channel system. Manyar Kertoadi channel still flooded oftenly it almost 20 cm height of flood in 6-7 hour. One of many ways to resolve Manyar Kertoadi channel's flood is the installation of water pump in upstream or downstream side. So, it need to make sure which side should the pump installed so we can prevent the flood in Manyar Kertoadi channel.*

*The analizing result in this final project including hidrology, hidrolic, and pump analysis. Hidrology analysis discussing about rainfall planing using Log Pearson type III distribution 2 and 5 year retrun periode, and also discussing flood discharge planning using Rational methods to observe flood discharge planning each channel and using HSS Nakayasu to observe debit of time for pump analysis. Hidrolic analysis to know the existing capacity of channel section.*

*Based on the results obtained from the analysis of daily rainfall hydrological plan 5-year return period amounted to 114,37 mm which will be used to calculate a debit rational method. To evaluate the channel, calculation of channel capacity with*

*existing dimension of study location. The evaluation results showed that the channel Manyar Kertoadi channel not overflow while Overflows Gebang Lor channel. Manyar Kertoadi Channel flooded due to the full Gebang Lor channel so that the flow on the outlet of Manyar Kertoadi channel was restrained. The flow on Gebang Lor's downstream channel needs to be accelerated to overcome the flooding of the Manyar Kertoadi channel. The most effective alternative to handle the existing floods in the Manyar Kertoadi channel is the construction of a pump house downstream of the Gebang Lor channel with 2 pumps of capacity of 1.5 m<sup>3</sup>/second.*

***Key Word: Evaluation, Drainge, Gebang Lor, Flood, Pump.***

## KATA PENGANTAR

Puji syukur kami panjatkan kepada kehadiran Allah SWT yang telah memberikan rahmat serta hidayahnya kepada kami sehingga dapat menyelesaikan Tugas Akhir Terapan dengan judul “Evaluasi Kapasitas Drainase *Box Culvert* Jalan Gebang Lor Terhadap Hulu dan Hilirnya”. Tugas Akhir Terapan ini merupakan salah satu syarat kelulusan bagi seluruh mahasiswa dalam menempuh pendidikan pada Departemen Teknik Infrastruktur Sipil FV ITS.

Kami ucapkan terimakasih atas bimbingan, arahan, serta bantuan dari :

1. Bapak Dr. Machsus, ST., MT. selaku Kepala Departemen Teknik Infrastruktur Sipil FV ITS,
2. Bapak Ir. FX Didik Harijanto, CES dan ibu Siti Kamilia Aziz, ST., MT. selaku dosen pembimbing Tugas Akhir Terapan,
3. Bapak/Ibu Dosen, seluruh Staf Karyawan Departemen Teknik Infrastruktur Sipil FV ITS Surabaya yang telah membantu dalam proses pengerjaan proyek akhir ini. p
4. Kedua orang tua kami, saudara-saudara kami, yang selalu memberikan motivasi dan doa.
5. Rekan-rekan Departemen Teknik Infrastruktur Sipil FV ITS, serta semua pihak yang membantu dalam menyelesaikan Tugas Akhir Terapan ini, yang mana kami tidak dapat sebutkan satu persatu.

Dalam penulisan Tugas Akhir Terapan ini masih terdapat banyak kekurangan. Oleh karena itu, kami mengharapkan adanya kritik dan saran yang membangun demi terciptanya hasil yang lebih baik.

Surabaya, 14 Februari 2017

**Penulis**

## DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN.....	i
ABSTRAK.....	ii
ABSTRACT.....	iv
KATA PENGANTAR.....	vi
DAFTAR ISI.....	vii
DAFTAR GAMBAR.....	xi
DAFTAR TABEL.....	xiii
BAB 1 PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	3
1.3 Tujuan.....	3
1.4 Batasan Masalah.....	3
1.5 Manfaat.....	4
1.6 Peta Lokasi.....	5
1.7 Catchment Area.....	6
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA.....	7
2.1 Penelitian Terdahulu.....	7
2.2 Drainase.....	7
2.3 Analisis Hidrologi.....	7
2.3.1 Mencari Data Hujan yang Kosong.....	8
2.3.2 Menghitung Tinggi Hujan Rata-rata.....	9
2.3.3 Parameter Statistika.....	11
2.3.4 Menghitung Tinggi Hujan Rencana.....	13
2.3.5 Uji Kecocokan Distribusi.....	18
2.3.6 Koefisien Pengaliran.....	22
2.3.7 Intensitas Hujan.....	24
2.3.8 Debit Rencana.....	26

2.3.9 Hidrograf Satuan Sintetis .....	27
2.4 Hidrolika.....	30
2.4.1 Sifat Aliran .....	30
2.4.2 Kondisi Aliran .....	31
2.4.3 Perhitungan Debit dan Dimensi Saluran .....	32
2.4.4 Unsur Geometris Penampang Saluran .....	34
2.5 Pompa.....	36
2.5.1 Perencanaan Sistem Pompa Drainase .....	37
2.5.2 Operasional Sistem Pompa Drainase .....	44
2.5.3 Urutan Operasional Pompa Drainase dan Kelengkapannya .....	46
2.5.4 Start dan Stop Pompa drainase .....	49
2.5.5 Pemantauan pada Kondisi Operasional Pompa Drainase 53	
BAB 3 METODOLOGI .....	57
3.1 Persiapan .....	57
3.2 Studi Literatur .....	57
3.3 Pengumpulan Data.....	57
3.4 Teknik Analisis Data .....	58
3.5 Bagan Alir Metodologi .....	59
BAB 4 ANALISIS DAN PERHITUNGAN .....	61
4.1 Analisis Debit Banjir Rencana.....	61
4.1.1 Data Curah Hujan .....	61
4.1.2 Perhitungan Parameter Dasar Statistik.....	63
4.1.3 Uji Distribusi Frekuensi.....	66
4.1.4 Perhitungan Hujan Rencana.....	72
4.1.5 Analisis Waktu Konsentrasi.....	73
4.1.6 Perhitungan Intensitas Curah Hujan (I).....	78

4.1.7	Perhitungan Debit Banjir Rencana (Metode Rasional) ..	80
4.1.8	Debit Rencana (Metode HSS Nakayassu).....	82
4.1.9	Perhitungan Debit Rencana (Metode HSS Nakayassu)..	85
4.2	Analisis Kapasitas Tampung Saluran (Full Bank Capacity)	116
4.2.1	Perhitungan Full Bank Capacity di Saluran Tersier .....	117
4.2.2	Perhitungan Full Bank Capacity di Saluran Sekunder .	118
4.3	Analisis Penempatan 2 Buah Pompa pada Saluran Manyar Kertoadi 2 (Hulu) .....	123
4.3.1	Kolam Tampung .....	123
4.3.2	Volume Inflow dan Outflow Saluran Manyar Kertoadi 2 Sebelum Diberi Pompa.....	126
4.3.3	Volume Inflow dan Outflow Saluran Manyar Kertoadi 2 Setelah Diberi Pompa Dua Buah Berkapasitas 1,5 m <sup>3</sup> /det	130
4.4	Analisis Penempatan 2 Buah Pompa pada Saluran Gebang Lor (Hilir) .....	136
4.4.1	Kolam Tampung .....	136
4.4.2	Volume Inflow dan Outflow Saluran Gebang Lor Sebelum Diberi Pompa.....	139
4.4.3	Volume Inflow dan Outflow Saluran Gebang Lor Setelah Diberi Pompa Dua Buah 1,5 m <sup>3</sup> /det.....	143
4.5	Analisis Penempatan Pompa pada Saluran Manyar Kertoadi 2 dan Gebang Lor (Hulu dan Hilir).....	149
4.5.1	Volume Inflow dan Outflow Saluran Gebang Lor Sebelum Diberi Pompa.....	149
4.5.2	Volume Inflow dan Outflow Saluran Gebang Lor Setelah Diberi Pompa pada Hulu dan Hilirnya.....	154
4.6	Analisis Operasional Pompa Drainase .....	159

4.6.1 Volume yang Melimpah Periode 5 Tahun dengan 2 Pompa.....	159
4.6.2 Petunjuk Operasional Pompa Drainase .....	160
4.7 Perhitungan dan Pemilihan Pompa .....	162
4.7.1 Perhitungan Diameter Pompa .....	163
4.7.2 Perhitungan Friction Loss Pipa .....	163
4.7.3 Perhitungan Friction Loss Fitting .....	163
4.7.4 Perhitungan Head Total Pompa .....	163
4.7.5 Perhitungan NPSHA .....	164
4.7.6 Perhitungan Daya Pompa.....	164
4.7.7 Pemilihan Jenis Pompa .....	164
4.8 Perencanaan Pintu Air .....	167
4.8.1 Perhitungan Gaya Tekan Air Terhadap Plat Pintu .....	168
4.8.2 Perhitungan Tebal Plat Pintu .....	169
BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN.....	171
5.1 Kesimpulan.....	171
5.2 Saran.....	172
DAFTAR PUSTAKA.....	173
BIODATA PENULIS.....	175
LAMPIRAN .....	178

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Saluran Drainase .....	2
Gambar 1.2 Peta Lokasi .....	5
Gambar 1.3 Catchment area .....	6
Gambar 2.1 Poligon Thiessen.....	10
Gambar 2.2 Isohyet .....	11
Gambar 2.3 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayassu .....	29
Gambar 2.4 Penampang Trapesium.....	34
Gambar 2.5 Penampang Segi Empat .....	35
Gambar 2.6 Penampang Bulat (Lingkaran) .....	35
Gambar 2.7 Klarifikasi Pompa Darinase .....	36
Gambar 2.8 Operasional Pompa.....	54
Gambar 3.1 Diagram Alir Metode Pengerjaan Tugas Akhir Terapan.....	59
Gambar 4.1 Titik Kontrol Saluran .....	73
Gambar 4.2 Hidrograf Banjir $Q_5$ Nakayassu Saluran Gebang Lor .....	93
Gambar 4.3 Hidrograf Banjir $Q_5$ Nakayassu Saluran Tengah ITS .....	102
Gambar 4.4 Hidrograf Superposisi Saluran Gebang Lor dan Saluran ITS Tengah.....	105
Gambar 4.5 Hidrograf Banjir $Q_5$ Nakayassu Saluran Manyar Kertoadi 2.....	114
Gambar 4.6 Full Bank Capacity .....	117
Gambar 4.7 Lengkung Kapasitas Kolam Tampungan Saluran Manyar Kertoadi 2.....	125
Gambar 4.8 Kolam Tampung Sluran Manyar Kertoadi 2 .....	125
Gambar 4.9 Debit Inflow dan Outflow Saluran Manyar Kertoadi .....	135



Gambar 4.10	Lengkung Kapasitas Kolam Tampungan Saluran Gebang Lor.....	138
Gambar 4.11	Kolam Tampung Saluran Gebang Lor .....	138
Gambar 4.12	Debit Inflow dan Outflow Saluran Gebang Lor ..	148
Gambar 4.13	Debit Inflow dan Outflow Sal. Gebang Lor Pompa Hulu dan Hilir.....	158
Gambar 4.14	Grafik Operasional Pompa.....	161
Gambar 4.15	Pile Scale .....	162
Gambar 4.16	Pump type.....	165
Gambar 4.17	Pump Bowl Performance Curve.....	166
Gambar 4.18	Pintu Air .....	168

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Parameter yang digunakan untuk menentukan cara yang tepat untuk mencari tinggi hujan rata-rata .....	9
Tabel 2.2 Parameter statistik yang menentukan distribusi .....	13
Tabel 2.3 Reduced Mean ( $Y_n$ ) .....	15
Tabel 2.4 Reduced standard deviation ( $S_n$ ) .....	15
Tabel 2.5 Nilai K distribusi Log Pearson III.....	17
Tabel 2.6 Variabel Reduksi Gauss .....	19
Tabel 2.7 Nilai Chi-Kuadrat.....	20
Tabel 2.8 Nilai $D_0$ untuk uji kecocokan smirnov-kolmogorov ...	22
Tabel 2.9 Koefisien aliran C.....	23
Tabel 2.10 Kecepatan aliran rata-rata untuk saluran alam .....	26
Tabel 2.11 Koefisien Penyebaran Hujan ( $\beta$ ).....	27
Tabel 2.12 Nilai C untuk Inlet Diameter Pompa .....	38
Tabel 4.1 Data curah hujan stasiun keputih .....	62
Tabel 4.2 Perhitungan parameter statistik.....	64
Tabel 4.3 Hasil perhitungan awal parameter statistik .....	65
Tabel 4.4 Perhitungan parameter metode distribusi Log Pearson III.....	67
Tabel 4.5 Hasil Perhitungan K, Log R Distribusi Log Pearson III .....	68
Tabel 4.6 Hasil Perhitungan Uji Chi-Kuadrat pada Distribusi Log Pearson III .....	69
Tabel 4.7 Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Metode Distribusi Log Pearson III .....	71
Tabel 4.8 Perhitungan Curah Hujan Harian Maksimum.....	73
Tabel 4.9 Perhitungan $T_f$ Tersier .....	74
Tabel 4.10 Perhitungan $T_f$ Sekunder .....	75
Tabel 4.11 Perhitungan $T_c$ pada Tersier Lahan A.....	76
Tabel 4.12 Perhitungan $T_c$ pada Tersier Lahan B .....	76

Tabel 4.13 Perhitungan $T_c$ pada Tersier Lahan C .....	76
Tabel 4.14 Perhitungan $T_c$ pada Tersier Lahan D .....	76
Tabel 4.15 Perhitungan $T_c$ pada Tersier Lahan E .....	76
Tabel 4.16 Perhitungan $T_c$ pada Tersier Lahan F .....	77
Tabel 4.17 Perhitungan $T_c$ pada Tersier Lahan G .....	77
Tabel 4.18 Perhitungan $T_c$ Maksimum .....	77
Tabel 4.19 Perhitungan Intensitas Curah Hujan .....	79
Tabel 4.20 Perhitungan Debit Banjir Rencana (Metode Rasional) .....	81
Tabel 4.21 Rata-rata Hujan Harian Sampai Jam Ke-t.....	83
Tabel 4.22 Rata-rata Hujan Pada Jam Ke-t.....	83
Tabel 4.23 Tinggi Curah Hujan Efektif .....	84
Tabel 4.24 Distribusi Curah Hujan Rencana Efektif Jam-jaman	85
Tabel 4.25 Waktu Lengkung Hidrograf Nakayassu Catchment Area Saluran Gebang Lor .....	87
Tabel 4.26 Persamaan Lengkung Hidrograf Nakayassu .....	87
Tabel 4.27 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayassu $Qd_0$ .....	87
Tabel 4.28 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayassu $Qd_1$ .....	88
Tabel 4.29 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayassu $Qd_2$ .....	88
Tabel 4.30 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayassu $Qd_3$ .....	88
Tabel 4.31 Hidrograf Banjir $Q_5$ Catchment Area Saluran Gebang Lor.....	90
Tabel 4.32 Waktu Lengkung Hidrograf Nakayassu Catchment Area Saluran ITS Tengah .....	95
Tabel 4.33 Persamaan Lengkung Hidrograf Nakayassu .....	96
Tabel 4.34 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayassu $Qd_0$ .....	96
Tabel 4.35 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayassu $Qd_1$ .....	96
Tabel 4.36 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayassu $Qd_2$ .....	97
Tabel 4.37 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayassu $Qd_3$ .....	97
Tabel 4.38 Hidrograf Banjir $Q_5$ Catchment Area Saluran ITS Tengah.....	99

Tabel 4.39 Perhitungan Hidrograf Super Posisi.....	103
Tabel 4.40 Waktu Lengkung Hidrograf Nakayassu Catchment Area Saluran Manyar Kertoadi 2 .....	107
Tabel 4.41 Persamaan Lengkung Hidrograf Nakayassu .....	108
Tabel 4.42 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayassu $Qd_0$ .....	108
Tabel 4.43 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayassu $Qd_1$ .....	108
Tabel 4.44 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayassu $Qd_2$ .....	109
Tabel 4.45 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayassu $Qd_3$ .....	109
Tabel 4.46 Hidrograf Banjir $Q_5$ Catchment Area Saluran Manyar Kertoadi 2 .....	111
Tabel 4.47 Perhitungan Hidrograf Superposisi Debit Pompa Gebang Lor dan Debit Saluran Tengah ITS .....	115
Tabel 4.48 Perhitungan Full Bank Capacity .....	121
Tabel 4.49 Kapasitas Kolam Tampungan Saluran Manyar Kertoadi 2 .....	124
Tabel 4.50 Volume Inflow Outflow Saluran Manyar Kertoadi 2 Tanpa Pompa.....	127
Tabel 4.51 Volume Inflow Outflow Saluran Manyar Kertoadi 2 Setelah Diberi Pompa .....	132
Tabel 4.52 Kapasitas Kolam Tampungan Saluran Gebang Lor	137
Tabel 4.53 Volume Inflow Outflow Saluran Gebang Lor Tanpa Pompa.....	140
Tabel 4.54 Volume Inflow Outflow Saluran Gebang Lor Setelah Diberi Pompa pada Hilirnya .....	145
Tabel 4.55 Volume Inflow Outflow Saluran Gebang Lor Tanpa Pompa pada Hulu dan Hilirnya.....	151
Tabel 4.56 Volume Inflow Outflow Saluran Gebang Lor Setelah Diberi Pompa pada Hulu dan Hilirnya.....	156

# **BAB 1**

## **PENDAHULUAN**

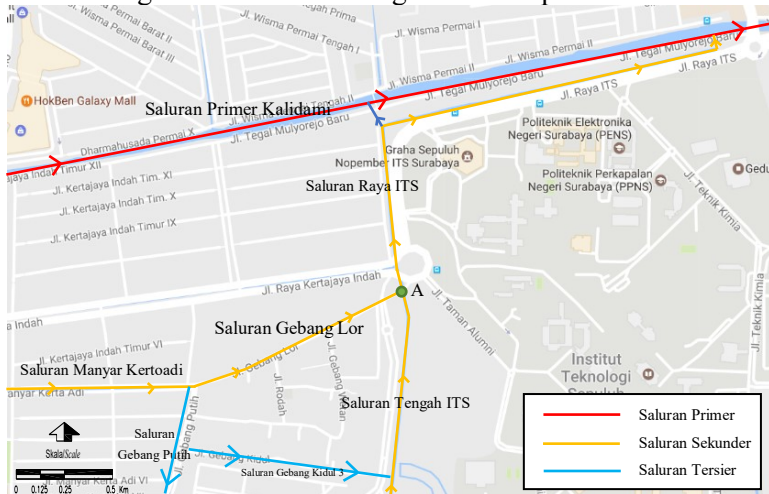
### **1.1 Latar Belakang**

Banjir di Surabaya merupakan masalah yang telah umum terjadi. Hal ini disebabkan karena kota Surabaya terletak pada dataran rendah dan berbatasan langsung dengan laut sehingga aliran air sungai dipengaruhi oleh pasang surut muka air laut.

Saluran drainase yang terdapat pada jalan Gebang Lor Surabaya merupakan terusan dari saluran Manyar Kertoadi yang akan melalui sistem saluran primer Kalidami seperti yang dapat dilihat pada gambar 1.1. Pada hilir saluran Manyar Kertoadi, saluran bercabang menjadi dua arah, yaitu menuju saluran Gebang Lor dan menuju saluran Gebang Putih. Saluran Manyar Kertoadi masih sering terjadi banjir dikarenakan tidak mampu menerima air saat hujan deras dan juga disebabkan oleh dimensi outlet saluran Manyar Kertoadi menuju saluran Gebang Lor mengecil, sehingga aliran air buangan dari saluran Manyar Kertoadi tidak bisa terbuang dengan cepat menuju saluran Raya ITS melalui saluran Gebang Lor sehingga sebagian air juga mengalir ke saluran Gebang Putih, menyebabkan saluran Gebang Putih juga banjir karena tidak mampu menerima debit air yang ada. Tinggi genangan pada saluran Manyar Kertoadi sekitar 20 cm dengan lama genangan sekitar 6-7 jam.

Menurut Qinanah (2016) akan ada perubahan pada saluran Raya Gebang Putih karena sistem drainase pada saluran Gebang Putih tidak mampu menerima debit air saat hujan deras. Saluran Raya Gebang Putih akan dibagi menjadi dua arah aliran yang mengarah ke saluran Manyar Kertoadi dan Saluran ITS dengan cara membuat pengunggan pada saluran Gebang Putih di daerah Asem Payung. Sehingga sebagian debit dari saluran Gebang Putih menuju ke Kali Bokor dan sebagian menuju ke saluran Manyar Kertoadi. Sepanjang saluran Gebang Lor juga terdapat saluran kuarter Gebang Rodah dan Gebang Wetan yang menuju saluran

Gebang Kidul. Dari saluran Gebang Kidul, air kemudian masuk ke saluran Tengah ITS untuk dibuang ke saluran primer Kalidami.



Gambar 1.1 Saluran Drainase

Ukuran dari saluran Manyar Kertoadi lebih besar dibandingkan saluran Gebang Lor sehingga saluran Manyar Kertoadi meluap diduga karena saluran Gebang Lor tidak mampu mengalirkan air dengan cepat menuju saluran Raya ITS. Untuk mengatasi hal tersebut aliran air pada saluran Gebang Lor harus dipercepat. Salah satu cara untuk mempercepat aliran dari saluran Manyar Kertoadi ke Gebang Lor bisa dengan menempatkan pompa pada bagian hulu atau hilir saluran Gebang Lor.

Banjir pada saluran Manyar Kertoadi diduga juga diakibatkan oleh tertahannya aliran pada pertemuan antara hilir saluran Gebang Lor dan hilir saluran tengah ITS yang sama-sama menuju ke saluran Raya ITS seperti terlihat pada titik A pada gambar 1.1. Oleh karena itu aliran pada pertemuan tersebut perlu dipercepat menuju ke saluran Raya ITS. Salah satu upaya untuk mempercepat aliran adalah dengan memberi pompa pada pertemuan saluran tersebut.

Dari kedua upaya penempatan pompa pada hulu dan hilir saluran Gebang Lor perlu dikaji penempatan pemasangan pompa yang paling efektif untuk mengatasi banjir di kawasan Gebang Lor. Apakah pompa cukup ditempatkan pada saluran Gebang Lor bagian hulu saja, bagian hilir saja, atau bagian hulu dan hilir.

Dalam penulisan Tugas Akhir Terapan ini penulis bermaksud untuk mengevaluasi kapasitas drainase *Box Culvert* yang berada di daerah Gebang Lor Surabaya terhadap hulu dan hilirnya. Dengan upaya penempatan pompa untuk mengatasi banjir di kawasan Gebang Lor Surabaya.

## **1.2 Rumusan Masalah**

Berdasarkan latar belakang di atas, maka akan dirumuskan beberapa masalah, antara lain:

1. Bagaimana kondisi daerah Gebang Lor serta daerah hulu dan hilirnya setelah saluran diganti dengan *Box Culvert*?
2. Apakah kapasitas saluran drainase *Box Culvert* yang dibangun di Gebang Lor sudah mampu menampung debit banjir yang ada dan apakah sudah berfungsi secara maksimal?
3. Dimanakah penempatan pompa paling efektif untuk mengatasi banjir di kawasan Gebang Lor?

## **1.3 Tujuan**

Dengan rumusan masalah tersebut, maka tujuan yang diharapkan adalah sebagai berikut:

1. Mengetahui kondisi daerah Gebang Lor serta daerah hulu dan hilirnya setelah saluran diganti dengan *Box Culvert*.
2. Mencari tahu apakah saluran drainase *Box Culvert* yang dibangun di Gebang Lor sudah mampu menampung debit banjir yang ada dan apakah sudah berfungsi secara maksimal.
3. Mengetahui dimanakah penempatan pompa yang paling efektif untuk mengatasi banjir di kawasan Gebang Lor.

## **1.4 Batasan Masalah**

Batasan masalah dalam tugas akhir ini meliputi:

1. Hanya mengkaji kondisi daerah Gebang Lor serta daerah hulu dan hilirnya setelah saluran diganti dengan *Box Culvert*.
2. Hanya memperhitungkan pompa bila diletakkan pada hulu saja, hilir saja, dan pada hulu dan hilir saluran Gebang Lor.
3. Tidak memperhitungkan kapasitas saluran Raya ITS dan operasional pompa di hilir saluran Raya ITS.

### **1.5 Manfaat**

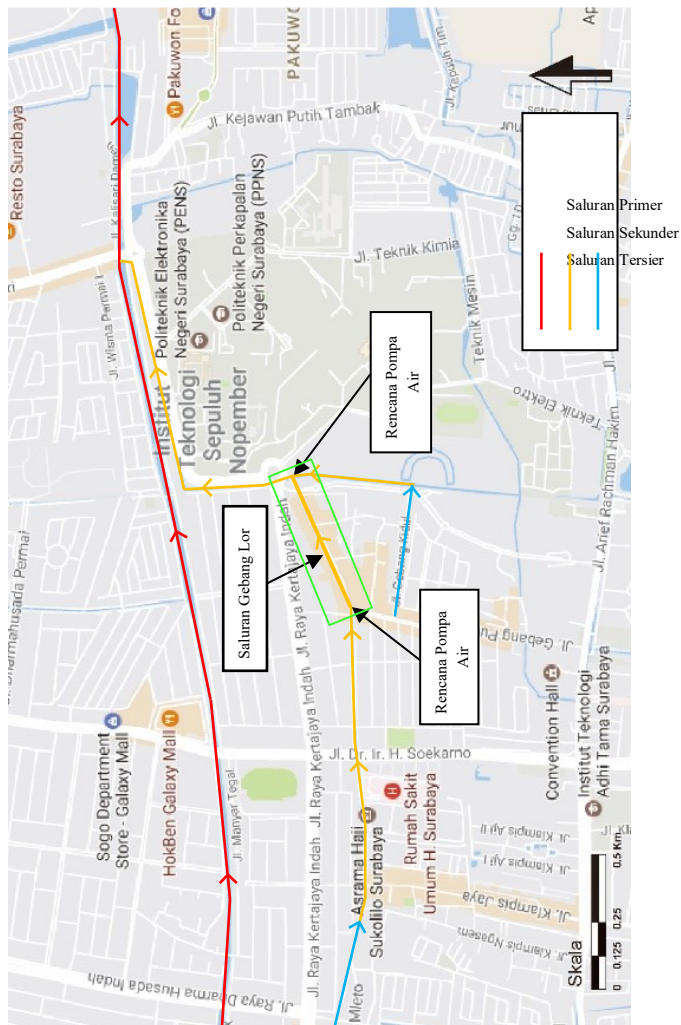
Tugas akhir ini diharapkan dapat menghasilkan sebuah studi tentang evaluasi saluran drainase beserta solusi untuk menanganinya agar dapat digunakan untuk mengantisipasi sekaligus mencegah permasalahan yang akan datang pada saluran drainase Gebang Lor, Surabaya.



## 1.6 Peta Lokasi

Peta lokasi daerah yang ditinjau dapat dilihat pada Gambar

1.2.



Gambar 1.2 Peta Lokasi



## **BAB 2**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Penelitian Terdahulu**

Dalam penyusunan Tugas Akhir Terapan ini penulis juga mengambil referensi dari penelitian sebelumnya yang masih berkaitan dengan permasalahan yang akan diteliti yaitu Tugas Akhir Terapan Qinanah dan Rizky Ramdhani mahasiswa D3 Teknik Sipil ITS yang berjudul “PENGENDALIAN BANJIR PADA SALURAN MLETO DAN RAYA GEBANG PUTIH KOTA SURABAYA”. Dalam penelitiannya direncanakan normalisasi pada saluran Gebang Lor dengan cara memperbesar kapasitas saluran dan perencanaan tanggungan pada saluran Gebang Putih untuk membagi dua arah saluran yaitu ke saluran Mleto dan saluran ITS.

#### **2.2 Drainase**

Menurut Dr. Ir. Suripin, M.Eng. drainase mempunyai arti mengalirkan, menguras, membuang, atau mengalihkan air. Secara umum, drainase didefinisikan sebagai serangkaian bangunan air yang berfungsi untuk mengurangi dan/atau membuang kelebihan air dari suatu kawasan atau lahan, sehingga lahan dapat difungsikan secara optimal. Drainase juga diartikan sebagai usaha untuk mengontrol kualitas air tanah dalam kaitannya dengan salinitas.

Drainase yaitu suatu cara pembuangan kelebihan air yang tidak diinginkan pada suatu daerah, serta cara-cara penanggulangan akibat yang ditimbulkan oleh kelebihan air tersebut. (Suhardjono 1948:1)

#### **2.3 Analisis Hidrologi**

Dalam penyusunan Tugas Akhir Terapan ini, hasil data yang telah diperoleh kemudian diolah dengan menggunakan metode-metode yang telah diajarkan atau metode lain yang mungkin diperlukan.

### 2.3.1 Mencari Data Hujan yang Kosong

Sebelum mengolah data hujan lebih lanjut, terlebih dahulu data hujan yang kurang harus dilengkapi. Ada 2 metode untuk melengkapi data hujan yang kurang yaitu:

a. Metode Aritmatika

Metode Aritmatika dapat digunakan apabila persentase perbandingan data hujan rata-rata tahunan stasiun yang datanya tidak lengkap <10% perbedaannya dengan stasiun indeks (stasiun hujan yang datanya lengkap). Rumus untuk mencari data hujan yang hilang metode aritmatika adalah

$$R_{\bar{X}} = \frac{1}{n} \left[ \left( \frac{N_x}{N_a} \times R_a \right) + \left( \frac{N_x}{N_b} \times R_b \right) + \left( \frac{N_x}{N_c} \times R_c \right) \right] \quad (2.1)$$

Dimana:

$R_{\bar{X}}$  = Data hujan yang kosong

$n$  = Jumlah data

$N_x$  = Jumlah data yang ada pada daerah yang kosong

$R_a, R_b, R_c$  = Data hujan pembanding

$N_a, N_b, N_c$  = Jumlah data sebagai pembanding

(Sumber: Qinana, 2016)

b. Metode Rasio Normal

Metode Rasio Normal dapat digunakan apabila persentase perbandingan hujan rata-rata tahunan stasiun yang datanya tidak lengkap 10% perbedaannya dengan stasiun indeks (stasiun hujan yang datanya lengkap). Rumus untuk mencari data hujan yang hilang metode rasio normal adalah

$$RD = \frac{1}{n} \left( \frac{N_D}{N_A} \times R_A + \frac{N_D}{N_B} \times R_B + \frac{N_D}{N_C} \times R_C + \frac{N_D}{N_D} \times R_D \right) \quad (2.2)$$

Dimana:

$R$  = Data hujan

$N$  = Hujan rata-rata tahunan

$n$  = Jumlah stasiun hujan disekitar

(Sumber: Triatmodjo, 2008:40)

### 2.3.2 Menghitung Tinggi Hujan Rata-rata

Untuk menentukan tinggi hujan rata-rata suatu daerah dimana daerah tersebut terdapat beberapa stasiun penakar hujan, masing-masing stasiun penakar hujan tersebut memiliki karakteristik daerah yang berbeda. Untuk itu perlu diadakannya pembaruan sifat karakteristik dari beberapa stasiun yang diperhitungkan, sehingga memiliki sifat karakteristik yang sama atau hampir sama. Untuk perhitungan curah hujan rata-rata digunakan beberapa metode sesuai dengan ketentuan dan kondisi pada daerah tersebut. Parameter untuk menentukan cara mencari tinggi hujan rata-rata dapat dilihat pada tabel 2.1.

Tabel 2.1 Parameter yang digunakan untuk menentukan cara yang tepat untuk mencari tinggi hujan rata-rata

Parameter	Kondisi	Cara yang dapat digunakan
Jumlah Stasiun Hujan	Cukup	Aljabar, Poligon Thiessen, Isohyet
	Terbatas	Rata-rata Aljabar, Poligon Thiessen
Luas DAS	>5000 km <sup>2</sup> (Besar)	Isohyet
	501-5000 km <sup>2</sup> (Sedang)	Poligon Thiessen
	<500 km <sup>2</sup> (Kecil)	Rata-rata Aljabar
Kondisi Topografi	Pegunungan	Poligon Thiessen
	Dataran	Aljabar
	Berbukit dan tidak beraturan	Isohyet dan Poligon Thiessen

(Sumber: Suripin, 2004:31-32)

Beberapa metode pengolahan data hujan:

a. Cara rata-rata aljabar

$$\bar{R} = \frac{1}{n} (R_A + R_B + R_C + \dots + R_n) \quad (2.3)$$

Dimana:

$\bar{R}$  = Hujan rata-rata (mm)

$n$  = Jumlah data

$R_A, R_B$  = Tinggi hujan masing-masing stasiun (mm)

b. Cara Poligon Thiessen

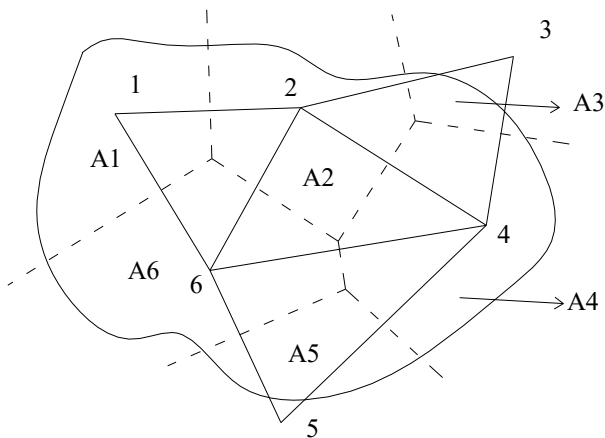
$$\bar{R} = \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_{\text{total}}} \quad (2.4)$$

Dimana:

$A_1, A_2, A_n$  = Bagian daerah yang mewakili titik pengamatan

1,2,3,... = Stasiun penakar hujan

$A_{\text{total}}$  =  $A_1 + A_2 + \dots + A_n$



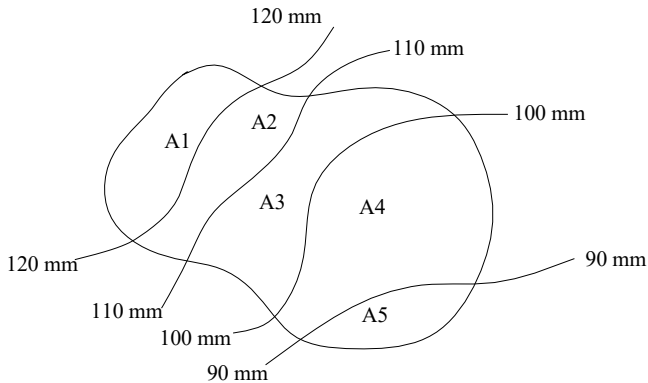
Gambar 2.1 Poligon Thiessen

## c. Cara Isohyet

$$\bar{R} = \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_{\text{total}}} \quad (2.5)$$

Dimana:

$A_1, A_2, A_n$  = Luas daerah antara garis-garis isohyet.



Gambar 2.2 Isohyet

### 2.3.3 Parameter Statistika

Dalam statistika dikenal beberapa parameter yang berkaitan dengan analisa data yang meliputi:

a. Nilai Rata-rata Tinggi Hujan

Tinggi rata-rata hujan diperoleh dengan mengambil harga rata-rata yang dihitung dari penakaran hujan pada area tersebut. Adapun rumus yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$\bar{R} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R_i \quad (2.6)$$

Dimana:

$\bar{R}$  = Tinggi rata-rata hujan (mm)

$R_i$  = Variabel random (mm)

$n$  = Jumlah data

(Sumber: Suripin, 2004:34)

## b. Standart Deviasi

Pada umumnya ukuran disperse yang paling banyak digunakan adalah Standart Deviasi (Sd). Apabila penyebaran data sangat besar terhadap nilai rata-rata, maka nilai Standart Deviasi dapat dihitung menggunakan rumus sebagai berikut:

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum (R_i - \bar{R})^2}{n-1}} \quad (2.7)$$

Dimana:

Sd = Standart Deviasi

$\bar{R}$  = Tinggi rata-rata hujan (mm)

$R_i$  = Variabel random (mm)

n = Jumlah data

(Sumber: Suripin, 2004:34)

## c. Koefisien Kemencengan

Koefisien kemencengan adalah suatu nilai yang menunjukkan derajat ketidaksimetrisan dari suatu bentuk distribusi. Koefisien kemencengan dapat dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$Cs = \frac{n}{(n-1)(n-2)Sd^3} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3 \quad (2.8)$$

Dimana:

Cs = Koefisien Skewness

Sd = Standart Deviasi

$\bar{X}$  = Tinggi rata-rata hujan (mm)

$X_i$  = Variabel random (mm)

n = Jumlah data

(Sumber: Soewarno, 1995:81)

## d. Koefisien Keruncingan

Koefisien keruncingan digunakan untuk menentukan keruncingan kurva distribusi yang pada umumnya dibandingkan dengan distribusi normal. Koefisien keruncingan dapat dihitung menggunakan rumus sebagai berikut:

$$Ck = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)Sd^4} \quad (2.9)$$



Dimana:

$C_k$  = Koefisien Kurtosis

$S_d$  = Standart Deviasi

$\bar{X}$  = Tinggi rata-rata hujan (mm)

$X_i$  = Variabel random (mm)

$n$  = Jumlah data

(Sumber: Triatmodjo, 2008:243)

### 2.3.4 Menghitung Tinggi Hujan Rencana

Tinggi hujan rencana adalah besarnya curah hujan yang dipakai sebagai dasar perhitungan debit rencana. Sifat khas parameter dari masing-masing distribusi dapat dilihat pada tabel 2.2.

Tabel 2.2 Parameter statistik yang menentukan distribusi

Distribusi	Persyaratan
Normal	$C_s = 0$ $C_k = 3$
Log Normal	$C_s \approx C_v^3 + 3C_v$ $C_k \approx C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3$
Gumbel	$C_s = 1,14$ $C_k = 5,4$
Log Pearson III	Selain Nilai Di atas

(Sumber: Triatmodjo, 2008:250)

Untuk menghitung tinggi hujan rencana digunakan beberapa metode yaitu:

#### a. Metode Distribusi Normal

Data variabel hidrologi yang telah dihitung besarnya peluang atau periode ulangnya, selanjutnya apabila digambar pada kertas grafik peluang akan membentuk garis lurus sebagai berikut

$$X_T = \bar{X} + K_T \times S_d \quad (2.10)$$

Dimana:

$X_T$  = Perkiraan tinggi hujan rencana dengan periode ulang  $T$  tahun

$\bar{X}$  = Tinggi hujan rata-rata

$K_T$  = Faktor frekuensi probabilitas

$S_d$  = Standart deviasi

b. Metode Distribusi Gumbel Tipe 1

Persamaan garis lurus untuk distribusi frekuensi tipe 1 Gumbel adalah sebagai berikut:

$$X = \bar{X} + \frac{S}{S_n} (Y - Y_n) \quad (2.11)$$

Persamaan garis lurus Distribusi Gumbel dengan menggunakan metode momen adalah:

$$Y = a(X - X_0) \quad (2.12)$$

$$a = \frac{1,283}{\sigma} \quad (2.13)$$

$$X_0 = \mu - \frac{0,577}{a} \text{ atau } X_0 = \mu - 0,455 \sigma \quad (2.14)$$

Keterangan:

$\sigma$  = Standard deviasi

$\mu$  = Nilai rata-rata

Dengan:

$Y_n$  = *Reduce mean* tergantung jumlah sampel (harga  $Y_n$  terdapat pada tabel 2.3)

$S_n$  = *Reduce standard deviation* (harga  $S_n$  dapat dilihat pada tabel 2.4)

$Y_t$  = *Reduce variate*, mempunyai nilai yang berbeda pada setiap periode ulang

$X_T$  = Nilai variant yang diharapkan terjadi

$\bar{X}$  = Nilai rata-rata hitung variant

$K$  = Konstanta yang dapat dibaca pada tabel 2.5 atau dapat dihitung dengan persamaan  $K = \frac{Y_t - Y_n}{S_n}$

$S_d$  = *Standar Deviasi* (simpangan baku)

(Sumber: Soewarno, 1995)

Tabel 2.3 *Reduced Mean (Yn)*

n	Yn	n	Yn	n	Yn	n	Yn	n	Yn
10	0,4595	29	0,5353	47	0,5473	65	0,5535	83	0,5574
11	0,4996	30	0,5362	48	0,5477	66	0,5538	84	0,5576
12	0,5053	31	0,5371	49	0,5481	67	0,5540	85	0,5578
13	0,5070	32	0,5380	50	0,5485	68	0,5543	86	0,5580
14	0,5100	33	0,5388	51	0,5489	69	0,5545	87	0,5581
15	0,5128	34	0,5396	52	0,5493	70	0,5548	88	0,5583
16	0,5157	35	0,5402	53	0,5497	71	0,5550	89	0,5585
17	0,5181	36	0,5410	54	0,5501	72	0,5552	90	0,5586
18	0,5202	37	0,5418	55	0,5504	73	0,5555	91	0,5587
19	0,5220	38	0,5424	56	0,5508	74	0,5557	92	0,5589
20	0,5236	39	0,5430	57	0,5511	75	0,5559	93	0,5591
21	0,5252	40	0,5436	58	0,5515	76	0,5561	94	0,5592
22	0,5268	41	0,5442	59	0,5518	77	0,5563	95	0,5593
23	0,5283	42	0,5448	60	0,5521	78	0,5565	96	0,5595
24	0,5296	43	0,5453	61	0,5524	79	0,5567	97	0,5596
25	0,5309	44	0,5458	62	0,5527	80	0,5569	98	0,5598
26	0,5320	45	0,5463	63	0,5530	81	0,5570	99	0,5599
27	0,5332	46	0,5468	64	0,5533	82	0,5572	100	0,5600
28	0,5343								

(Sumber: Soemarto, 1987:236)

Tabel 2.4 *Reduced standard deviation (Sn)*

n	Sn	n	Sn	n	Sn	n	Sn	n	Sn
10	0,9496	29	1,1086	47	1,1557	65	1,1803	83	1,1959
11	0,9676	30	1,1124	48	1,1547	66	1,1814	84	1,1967
12	0,9833	31	1,1159	49	1,1590	67	1,1824	85	1,1973
13	0,9971	32	1,1193	50	1,1607	68	1,1834	86	1,1980
14	1,0095	33	1,1226	51	1,1623	69	1,1844	87	1,1987
15	1,0206	34	1,1255	52	1,1638	70	1,1854	88	1,1994
16	1,0316	35	1,1285	53	1,1658	71	1,1863	89	1,2001

Tabel 2.4 *Reduced standard deviation (Sn) (Lanjutan)*

n	Sn	n	Sn	n	Sn	n	Sn	n	Sn
17	1,0411	36	1,1313	54	1,1667	72	1,1873	90	1,2007
18	1,0493	37	1,1339	55	1,1681	73	1,1881	91	1,2013
19	1,0565	38	1,1363	56	1,1696	74	1,1890	92	1,2020
20	1,0628	39	1,1388	57	1,1708	75	1,1898	93	1,2026
21	1,0696	40	1,1413	58	1,1721	76	1,1906	94	1,2032
22	1,0754	41	1,1436	59	1,1734	77	1,1915	95	1,2038
23	1,0811	42	1,1458	60	1,1747	78	1,1923	96	1,2044
24	1,0864	43	1,1480	61	1,1759	79	1,1930	97	1,2049
25	1,0915	44	1,1499	62	1,1770	80	1,1938	98	1,2055
26	1,0961	45	1,1519	63	1,1782	81	1,1945	99	1,2060
27	1,1004	46	1,1538	64	1,1793	82	1,1953	100	1,2065
28	1,1047								

(Sumber: Triatmodjo, 2008:227)

## c. Metode Distribusi Log Pearson III

Distribusi Log Pearson III banyak digunakan dalam analisa hidrologi, terutama dalam analisis data maksimum (banjir) dan minimum (debit minimum) dengan nilai ekstrim. Bentuk distribusi Log Pearson III merupakan hasil transformasi dari distribusi Pearson III dengan menggantikan variant menjadi nilai logaritmik.

Bentuk komulatif dari distribusi Log Pearson III dengan nilai variantnya  $X$  apabila digambarkan pada kertas peluang logaritmik (*logarithmic probability paper*) akan merupakan model matematik persamaan garis lurus. Persamaan garis lurusnya adalah:

$$Y = \bar{Y} - k \times S \quad (2.15)$$

Prosedur untuk menentukan kurva distribusi Log Pearson III, adalah:

1. Menentukan logaritma dari semua nilai variant  $X$
2. Menghitung nilai rata-rata (*mean*)

$$\overline{\text{Log } X} = \frac{\sum \log X}{n} \quad (2.16)$$

$n$  = Jumlah data

3. Menghitung nilai standard deviasi dari Log X

$$\overline{\text{Sd. Log } X} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log x - \overline{\log x})^2}{n-1}} \quad (2.17)$$

4. Menghitung koefisien kemencenggan

$$Cs = \frac{n \sum_{i=1}^n (\text{Log } X - \overline{\text{Log } X})^3}{(n-1)(n-2)(\overline{\text{Sd Log } X})^3} \quad (2.18)$$

Sehingga persamaan dapat ditulis:

$$\text{Log } X_t = \overline{\text{Log } X} + K \times \overline{\text{Sd Log } X} \quad (2.19)$$

Dimana:

$\text{Sd}$  = Standard deviasi

$\bar{X}$  = Tinggi rata-rata hujan (mm)

$X_i$  = Variabel random (mm)

$n$  = Jumlah data

$K$  = Faktor sifat distribusi Log Pearson III yang merupakan fungsi dari besarnya  $Cs$  (harga  $K$  dapat dilihat pada tabel 2.5)

Tabel 2.5 Nilai K distribusi Log Pearson III

Koefisien Kemencengan (Cs)	Periode Ulang (Tahun)				
	2	5	10	50	100
3	-0,396	0,420	1,180	3,152	4,051
2,5	-0,360	0,574	1,250	3,108	3,185
2	-0,307	0,609	1,302	2,912	3,605
1,5	-0,240	0,705	1,333	2,712	3,330
1.2	-0,195	0,732	1,310	2,626	3,149
1	-0,164	0,758	1,340	2,342	3,022
0,9	-0,148	0,769	1,339	2,198	2,957
0,8	-0,132	0,780	1,336	2,153	2,891
0,7	-0,116	0,790	1,333	2,107	2,824
0,6	-0,099	0,800	1,328	2,339	2,755
0,5	-0,083	0,808	1,323	2,311	2,686
0,4	-0,066	0,816	1,317	2,610	2,615
0,3	-0,050	0,824	1,309	2,211	2,314
0,2	-0,033	0,830	1,031	2,159	2,172

Tabel 2.5 Nilai K distribusi Log Pearson III (Lanjutan)

Koefisien Kemencengan (Cs)	Periode Ulang (Tahun)				
	2	5	10	50	100
0,1	-0,017	0,836	1,292	2,107	2,100
0	0,000	0,842	1,282	2,031	2,326
-0,1	0,017	0,834	1,270	2,000	2,232
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,945	2,178
-0,3	0,060	0,853	1,245	1,890	2,101
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,831	2,029
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,777	1,955
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,720	1,880
-0,7	0,166	0,857	1,183	1,663	1,806
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,606	1,733
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,519	1,660
-1	0,161	0,852	1,128	1,492	1,888
-1.2	0,195	0,844	1,086	1,379	1,449
-1,5	0,240	0,832	1,018	1,217	1,256
-2	0,307	0,777	0,895	0,980	0,990
-2,5	0,360	0,711	0,771	0,798	0,799
-3	0,396	0,636	0,660	0,666	0,667

(Sumber: Soewarno, 1995)

### 2.3.5 Uji Kecocokan Distribusi

Untuk menentukan uji kecocokan distribusi dari sampel data terhadap fungsi distribusi teoritis yang diperkirakan dapat menggambarkan distribusi empiris, diperlukan pengujian secara statistik. Untuk menetapkan apakah persamaan distribusi peluang yang akan dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisa. Ada 2 jenis uji kecocokan yaitu:

#### a. Chi-Kuadrat

Uji Chi-Kuadrat digunakan untuk menentukan apakah persamaan peluang dapat mewakili dari distribusi sampel data yang dianalisa.

Parameter yang digunakan dalam pengambilan keputusan ini adalah  $\chi^2$ , parameter  $\chi^2$  dapat dihitung dengan rumus:

$$\chi^2_h = \sum \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (2.20)$$

Dengan:

$\chi^2_h$  = Parameter Chi-Kuadrat terhitung

$O_i$  = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke  $i$

$E_i$  = jumlah nilai teoriti pada sub kelompok ke  $i$

(Sumber: Triatmodjo, 2008:238)

Prosedur perhitungan uji Chi-Kuadrat adalah:

1. Tetapkan jumlah pengamatan data curah hujan ( $n$ ) tahun.
2. Urutkan data curah hujan dari yang terbesar ke terkecil ataupun sebaliknya.
3. Hitung derajat kebebasan dengan menggunakan rumus  $DK = K - (\alpha + 1)$ , dimana  $\alpha = 2$  untuk distribusi normal dan binomial dan  $\alpha = 1$  untuk distribusi *poison*.
4. Cara nilai Chi-Kuadrat dari harga  $DK$  dan  $h = 5\%$  dari tabel distribusi Chi-Kuadrat dan membandingkan periode ulang 10 tahun dengan variabel  $K$  dan peluang  $9\%$ ,  $5\%$ ,  $\%$  pada tabel 2.6 Variabel Reduksi Gauss.
5. Interpretasi data yang ada dengan membandingkan nilai Chi-Kuadrat teoritis dan nilai Chi-Kuadrat dengan memasukkan hasil ( $\chi^2_h$ ) pada tabel 2.7 Nilai Chi-Kuadrat.
6. Apabila  $(\chi^2_h) < (\chi^2_{Cr})$ , maka jumlah data dapat digunakan untuk perhitungan selanjutnya sesuai interpretasi datanya.

Tabel 2.6 Variabel Reduksi Gauss

Periode Ulang T (tahun)	Peluang	$K_T$
5	0,2	0,84
10	0,1	1,28
20	0,05	1,64
50	0,2	2,05
100	0,01	2,33

(Sumber: Soewarno, 1995:119)

Tabel 2.7 Nilai Chi-Kuadrat

Dk	Taraf Signifikan					
	50%	30%	20%	10%	5%	1%
1	0,455	1,074	1,642	2,706	3,841	6,635
2	1,366	2,408	3,219	4,605	5,991	9,210
3	2,366	3,665	4,642	6,251	7,815	11,341
4	3,357	4,878	5,989	7,779	9,488	13,277
5	4,351	6,056	7,289	9,236	11,070	15,086
6	5,348	7,231	8,558	10,645	12,592	16,812
7	6,346	8,383	9,803	12,017	14,067	18,475
8	7,344	9,254	11,030	13,362	15,507	20,090
9	8,343	10,656	12,242	14,686	16,919	21,666
10	9,342	11,781	13,442	15,987	18,307	23,309
11	10,341	12,899	14,631	17,275	19,675	24,725
12	11,340	14,011	15,812	18,549	21,026	26,217
13	12,340	15,119	16,985	19,812	22,362	27,688
14	13,339	16,222	18,151	21,064	23,685	29,141
15	14,339	17,332	19,311	23,307	24,996	30,578

(Sumber: Triatmodjo, 2008:240)

## b. Smirnov-Kolmogorov

Uji Smirnov-Kolmogorov juga sering disebut juga uji kecocokan non parameter, karena pengujinya tidak menggunakan fungsi dari distribusi tersebut. Prosedur uji Smirnov-Kolmogorov adalah:

1. Urutkan data pengamatan dari terbesar ke terkecil atau sebaliknya tentukan peluang masing-masing data distribusi:

$$X_1 = P(X_1)$$

$$X_2 = P(X_2)$$

$$X_m = P(X_m)$$

$$X_n = P(X_n)$$

$$P(X_n) = \frac{m}{n-1} \text{ dan } P(X <) = 1 - P(X_i) \quad (2.21)$$

Dengan:

$$P(X) = \text{Peluang}$$



m = Nomor urut kejadian

n = Jumlah data

2. Tentukan masing-masing peluang teoritis dan hasil pengambaran data

$$X_1 = P'(X_1)$$

$$X_2 = P'(X_2)$$

$$X_m = P'(X_m)$$

$$X_n = P'(X_n)$$

$$F(t) = \frac{x - \bar{X}}{sd} \text{ dan } P'(X_i) = 1 - P'(X <) \quad (2.22)$$

Dengan:

$P'(X_m)$  = Peluang teoritis yang terjadi pada nomor ke n

X = Curah hujan harian

$\bar{X}$  = Curah hujan rata-rata

F(t) = Distribusi normal standard

3. Tentukan selisih terbesar dari peluang pengamatan dengan peluang teoritis dari kedua nilai peluang tersebut:

$$D_{maks} = [P(X_m) - P'(X_m)] \quad (2.23)$$

4. Tentukan nilai  $D_0$  berdasarkan tabel kritis Smirnov-Kolmogorov.

5. Interpretasi hasilnya adalah:

- Apabila  $D_{maks} < D_0$  distribusi yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima.
- Apabila  $D_{maks} > D_0$  maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan distribusi tidak sama.

Persamaan garis yang umum digunakan untuk Smirnov-Kolmogorov adalah:

$$X = \bar{X} + k \times Sd \quad (2.24)$$

Dengan :

X = Hujan rencana

$\bar{X}$  = Hujan rata-rata

k = Faktor distribusi

Sd = Standard Deviasi

Tabel 2.8 Nilai  $D_0$  untuk uji kecocokan smirnov-kolmogorov

N	Derajat Kepercayaan ( $\alpha$ )			
	0,2	0,1	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27

(Sumber: Soewarno, 1995)

### 2.3.6 Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran adalah perbandingan besarnya aliran permukaan (bagian hujan yang membentuk limpasan) dengan hujan total. Hujan yang jatuh di atas permukaan tanah, sebelum melimpas atau mengalir di atas permukaan tanah akan mengalami hal-hal berikut:

a. Intersepsi

Air hujan membasahi segala suatu yang ada di atas permukaan tanah, seperti tanaman-tanaman dan bangunan-bangunan.

b. Infiltrasi

Merembesnya air dari permukaan tanah ke dalam tanah yang lamanya sangat tergantung dari jenis dan kondisi tanah.

c. Retensi

Air hujan mengisi celah-celah dan retakan-retakan serta cekungan yang ada di atas tanah.

Peristiwa intersepsi, infiltrasi, dan retensi merupakan suatu peristiwa “kehilangan air” ditambah dengan evapotranspirasi atau penguapan – penguapan.

Limpasan permukaan = Hujan Total – Kehilangan Air

$$Q = Q_1 - Q_2 \quad (2.25)$$

$$\text{Koefisien pengaliran (C)} = \frac{Q}{Q_1} \quad (2.26)$$

Kondisi tata guna lahan yang sebenarnya di lapangan sangatlah bervariasi, sehingga untuk menentukan koefisien pengaliran adalah koefisien pengaliran rata-rata atau koefisien pengaliran komposit kawasan. Perhitungan koefisien rata-rata  $\bar{C}$ :

$$\bar{C} = \frac{\sum C_i A_i}{\sum A} = \frac{C_1 A_1 + C_2 A_2 + \dots + C_n A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad (2.27)$$

Dimana:

$\bar{C}$  = Koefisien pengaliran rata – rata.

$C_i$  = Koefisien pengaliran bagian.

$A_i$  = Luas bagian.

(Sumber: Subarkah, 1980:51)

Koefisien pengaliran dapat dilihat pada tabel 2.9

Tabel 2.9 Koefisien aliran C	
Tipe Daerah Aliran	C
Rerumputan	
Tanah pasir, datar, 2%	0,50-0,10
Tanah pasir, sedang, 2-7%	0,10-0,15
Tanah pasir, curam, 7%	0,15-0,20
Tanah gemuk, datar, 2%	0,13-0,17
Tanah gemuk, sedang, 2-7%	0,18-0,22
Tanah gemuk, curam, 7%	0,25-0,35
Perdagangan	
Daerah kota lama	0,75-0,95
Daerah pinggiran	0,50-0,70
Perumahan	
Daerah single family	0,30-0,50
Multi unit terpisah	0,40-0,60
Multi unit tertutup	0,60-0,75
Suburban	0,25-0,40
Daerah apartemen	0,50-0,70

Tabel 2.9 Koefisien aliran C (Lanjutan)

Typo Daerah Aliran	C
Industri	
Daerah ringan	0,50-0,80
Daerah berat	0,60-0,90
Taman, kuburan	0,10-0,25
Tempat bermain	0,20-0,35
Halaman kereta api	0,20-0,40
Daerah tidak dikerjakan	0,10-0,30
Jalan: beraspal	
Beton	0,80-0,95
Batu	0,70-0,85
Atap	0,70-0,85

(Sumber: Triatmodjo, 2008:145)

### 2.3.7 Intensitas Hujan

Perhitungan Intensitas Hujan tergantung dari data yang tersedia. Data dari alat penakar hujan manual : data hujan harian atau data hujan 24 jam-an, rumus yang digunakan adalah rumus “*Mononobe*”.

$$I_t = \frac{R_{24}}{24} \left[ \frac{24}{T_c} \right]^{2/3} \quad (2.28)$$

Dimana :

$I_t$  = Intensitas Hujan (mm/jam)

$R_{24}$  = Hujan harian (mm)

$T_c$  = Waktu konsentrasi (jam)

#### a. *Time of Concentration* ( $T_c$ )

Waktu konsentrasi adalah waktu yang diperlukan oleh air yang melintas di atas permukaan tanah dari titik terjauh pada suatu daerah pengaliran sampai ke titik kontrol yang ditentukan di bagian hilir.

$$T_c = T_0 + T_f \quad (2.29)$$

Dimana:

$T_0$  = *Overland flow time (inlet time)* adalah waktu yang diperlukan oleh air untuk mengalir diatas permukaan tanah, dari titik terjauh pada suatu daerah pengaliran (*catchment area*) sampai sistem saluran yang ditinjau.

$T_f$  = *Channel flow time* adalah waktu yang diperlukan oleh air untuk mengalir disepanjang saluran sampai ke titik kontrol di bagian hilir yang ditinjau.

b. *Overland flow time* ( $T_0$ )

$$\text{Kirpich Formula} \rightarrow T_0 = 0,0195 \left( \frac{L_0}{\sqrt{I_0}} \right)^{0,77} \text{ menit} \quad (2.30)$$

Dimana :

$L_0$  = Jarak titik terjauh lahan terhadap sistem saluran yang ditinjau

$I_0$  = Kemiringan rata-rata permukaan tanah kearah saluran yang ditinjau

$n$  = Koefisien kekasaran permukaan tanah menurut Kerby (missal: tanah licin,  $n=0,02$ . tanah berumput,  $n=0,04$ . dst)

c. *Channel Flow Time* ( $T_f$ )

Kecepatan aliran rata-rata dalam saluran buatan yang mempunyai dimensi tertentu, dihitung berdasarkan kekasaran bahan saluran dan kemiringan dasar salurannya (Rumus Manning). Sedangkan untuk saluran alam (sungai), dimana kondisi, bentuk penampang, dan dimensinya yang tidak beraturan, perhitungan kecepatan aliran rata-rata ditentukan secara empiris berdasarkan kemiringan rata-rata dasar saluran alam atau sungai tersebut.

$$T_f = \frac{L}{V} \quad (2.31)$$

Dimana :

$L$  = Panjang saluran (meter)

$V$  = Kecepatan aliran dalam saluran (m/det) (dapat dilihat pada tabel 2.10)

Tabel 2.10 Kecepatan aliran rata-rata untuk saluran alam

Kemiringan rata-rata dasar sungai (%)	Kecepatan rata-rata (m/detik)
<1	0,40
1-2	0,60
2-4	0,90
4-6	1,20
6-10	1,50
10-15	2,40

### 2.3.8 Debit Rencana

Debit rencana untuk daerah perkotaan pada umumnya direncanakan untuk pembuangan air secepatnya, agar tidak terjadi genangan air yang mengganggu, sehingga saluran-saluran drainase dibuat sesuai dengan debit rencana.

Daerah perkotaan pada umumnya merupakan bagian dari daerah aliran yang lebih besar dan luas, dimana pada daerah tersebut sudah ada sistem drainase alaminya. Perencanaan dan pengembangan sistem drainase untuk daerah perkotaan yang baru, diselaraskan dengan sistem drainase alami yang sudah ada, agar kondisi aslinya dapat dipertahankan sejauh mungkin. Debit rencana dapat dihitung dengan memakai metode Rasional (*Rational Formula*).

Rumus :

$$Q = \frac{1}{3,6} \times \beta \times C \times I_t \times A \quad (2.32)$$

Dimana :

Q = Debit rencana (m<sup>3</sup>/det)

$\beta$  = Koefisien penyebaran hujan (lihat pada tabel 2.11)

$I_t$  = Intensitas hujan (mm/jam)

A = Luas daerah pengaliran (km<sup>2</sup>)

C = Koefisien pengaliran (*run-off coefficient*)

(Sumber: Suripin, 2004:82)

Tabel 2.11 Koefisien Penyebaran Hujan ( $\beta$ )

Luas Catchment Area (km <sup>2</sup> )	Koefisien ( $\beta$ )
0-4	1
5	0,995
10	0,98
15	0,995
20	0,92
25	0,875
30	0,82
50	0,5

(Sumber: Soewarno, 1995)

### 2.3.9 Hidrograf Satuan Sintetis

Hidrograf satuan adalah hidrograf limpasan langsung yang dihasilkan oleh hujan efektif (hujan netto) yang terjadi merata diseluruh DAS dan dengan intensitas tetap selama satu satuan waktu yang ditetapkan

(Sumber: Suripin, 2003)

#### a. Perhitungan hujan jam-jaman

Hujan efektif adalah curah hujan yang lamanya sedemikian rupa sehingga lamanya limpasan permukaan tidak menjadi pendek.

Berikut perumusannya:

$$R_t = \frac{R_{24}}{T} \left( \frac{T}{t} \right)^{2/3} \quad (2.33)$$

$$R_T = t \times R_t - (t-1) R_{(t-1)} \quad (2.34)$$

Keterangan:

$R_t$  = Rata tinggi hujan dari permilaan sampai jam ke t (mm)

$R_{24}$  = Tinggi hujan harian dalam 24 jam (mm)

$t$  = Waktu hujan (jam)

$T$  = Lama waktu hujan waktu terpusat (jam)

$R_T$  = Tinggi hujan rata-rata pada jam t (mm)

$R_{(t-1)}$  = Rata-rata tinggi hujan dari permulaan sampai jam ke t

Perhitungan tingi hujan efektif, menggunakan rumus berikut:

$$R_e = C \times R_t \quad (2.35)$$

Keterangan:

$R_e$  = Tinggi hujan efektif (mm)

$R_t$  = Tinggi hujan rencana (mm)

$C$  = Koefisien pengaliran rata-rata

(Sumber: Suripin, 2003)

b. Perhitungan hidrograf satuan Nakayassu

Hidrograf satuan suatu DAS adalah suatu limpasan langsung yang diakibatkan oleh suatu hujan efektif yang terbagi rata dalam waktu dan ruang. Tujuan dari hidrograf adalah untuk memperkirakan hubungan antara hujan efektif dan aliran permukaan.

(Sumber: Suripin, 2003)

$$t_g = 0,4 + 0,058 L \text{ (untuk } L > 15 \text{ km)} \quad (2.36)$$

$$t_g = 0,21 L^{0,7} \text{ (untuk } L < 15 \text{ km)} \quad (2.37)$$

$$t_r = 0,5 t_g \text{ sampai } t_g \quad (2.38)$$

$$T_p = t_g + 0,8 t_r \quad (2.39)$$

$$T_{0,3} = \alpha t_g \quad (2.40)$$

$$Q_p = \frac{C \times A \times R_0}{3,6 \times 0,3 \times T_p \times T_{0,3}} \quad (2.41)$$

Keterangan:

$Q_p$  = Debit puncak banjir ( $m^3/det$ )

$C$  = Koefisien pengaliran

$A$  = Luas daerah aliran sungai ( $km^2$ )

$R_0$  = Hujan satuan (mm)

$T_p$  = Tenggang waktu dari pemulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

$T_{0,3}$  = Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak sampai menjadi 30% dari debit puncak (jam)

$T_g$  = Waktu konsentrasi

$T_r$  = Satuan waktu dari curah hujan (jam)

$\alpha$  = Koefisien karakteristik *catchment area* biasanya di ambil 2

$L$  = Panjang saluran (km)



Pada hidrograf Nakayasu dibagi menjadi dua bagian yaitu lengkung naik dan lengkung turun

- Lengkung naik

$$Q_a = Q_p \times \left(\frac{t}{T_p}\right)^{2,4} \quad (2.42)$$

Keterangan:

$Q_a$  = Limpasan sebelum mencapai debit puncak dan dinyatakan dalam bentuk ( $m^3/detik$ )

- Lengkung turun

Untuk  $Q_d > 0,30 Q_p$

$$Q_d = Q_p \times 0,3^{\frac{t-T_p}{T_{0,3}}} \quad (2.43)$$

Untuk  $0,30 Q_p > Q_d > 0,30^2 Q_p$

$$Q_d = Q_p \times 0,3^{\frac{(t-T_p)+(0,5 \times T_{0,3})}{1,5 \times T_{0,3}}} \quad (2.44)$$

Untuk  $0,30^2 Q_p > Q_d$

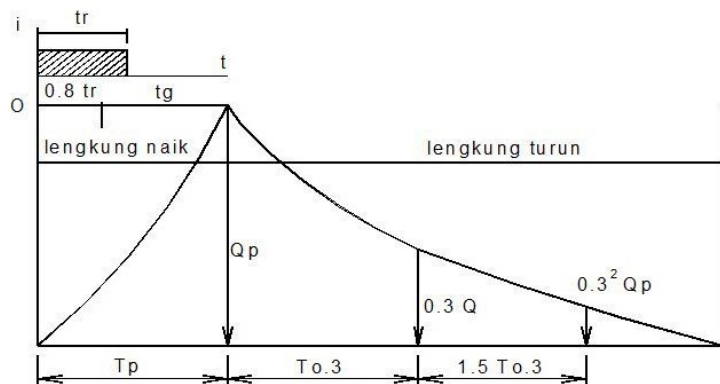
$$Q_d = Q_p \times 0,3^{\frac{(t-T_p)+(0,5 \times T_{0,3})}{1,5 \times T_{0,3}}} \quad (2.45)$$

Keterangan:

$Q_p$  = Debit puncak ( $m^3/det$ )

$T$  = Satuan waktu (jam)

(Sumber: Suripin, 2003)



Gambar 2.3 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

## 2.4 Hidrolika

Hidrolika merupakan satu topik dalam Ilmu terapan dan keteknikan yang berurusan dengan sifat-sifat mekanis fluida, yang mempelajari perilaku aliran air secara mikro maupun makro. Mekanika Fluida meletakkan dasar-dasar teori hidrolika yang difokuskan pada rekayasa sifat-sifat fluida. Dalam tenaga fluida, hidrolika digunakan untuk pembangkit, kontrol, dan perpindahan tenaga menggunakan fluida yang dimampatkan. Topik bahasan hidrolika membentang dalam banyak aspek sains dan disiplin keteknikan, mencakup konsep-konsep seperti aliran tertutup (pipa), perancangan bendungan, pompa, turbin, tenaga air, hitungan dinamika fluida, pengukuran aliran, serta perilaku aliran saluran terbuka seperti sungai dan selokan.

Ditinjau dari mekanika aliran, terdapat dua macam aliran yaitu aliran saluran tertutup dan aliran saluran terbuka. Dua macam aliran tersebut dalam banyak hal mempunyai kesamaan tetapi berbeda dalam satu ketentuan penting. Perbedaan tersebut adalah pada keberadaan permukaan bebas, aliran saluran terbuka mempunyai permukaan bebas, sedangkan aliran saluran tertutup tidak mempunyai permukaan bebas karena air mengisi seluruh penampang saluran.

Dengan demikian aliran saluran terbuka mempunyai permukaan yang berhubungan dengan atmosfer, sedang aliran saluran tertutup tidak mempunyai hubungan langsung dengan tekanan atmosfer. Seperti yang telah kita ketahui, air mengalir dari hulu ke hilir sampai mencapai suatu elevasi permukaan air tertentu, kecuali ada gaya yang menyebabkan aliran kearah sebaliknya.

### 2.4.1 Sifat Aliran

#### a. Aliran tetap (*steady flow*)

Aliran yang parameter – parameternya tidak berubah terhadap waktu. Parameter aliran berupa kecepatan aliran, kerapatan, temperatur, dan lain – lain.

$$\frac{\partial v}{\partial t} = 0 \quad \frac{\partial p}{\partial t} = 0, \text{ dsb}$$

b. Aliran tidak tetap (*unsteady flow*)

Aliran yang parameter – parameter alirannya berubah terhadap waktu.

$$\frac{\partial v}{\partial t} \neq 0 \quad \frac{\partial p}{\partial t} \neq 0, \text{ dsb}$$

c. Aliran seragam (*uniform flow*)

Aliran yang parameter – parameter alirannya mempunyai harga tetap di sepanjang aliran selama waktu tertentu.

$$\frac{\partial p}{\partial s} = 0 \quad \frac{\partial p}{\partial s} = 0, \text{ dsb}$$

d. Aliran tidak seragam (*non uniform flow*)

Besarnya parameter-parameter aliran tidak sama di sepanjang lintasannya selama waktu tertentu.

$$\frac{\partial p}{\partial s} \neq 0 \quad \frac{\partial p}{\partial s} \neq 0, \text{ dsb}$$

Debit saluran drainase berasal dari air hujan dan air limbah, atau dipengaruhi oleh distribusi hujan dan fluktuasi pemakaian air, maka tidak mungkin kondisi aliran dalam saluran drainase dalam keadaan *steady uniform flow*, tetapi *unsteady non uniform flow*. Dalam perencanaan saluran drainase, aliran dianggap tetap dan seragam, kecuali untuk saluran dengan debit yang besar.

## 2.4.2 Kondisi Aliran

Aliran air pada saluran drainase dapat berupa aliran saluran terbuka (*open channel flow*) dan aliran saluran tertutup (*pipe flow*). Pada aliran saluran terbuka terdapat permukaan air bebas (*free-surface*) yang dapat dipengaruhi oleh tekanan udara secara langsung. Dimana permukaan air pada saluran terbuka merupakan garis hidrolis dan kedalaman aliran sama dengan tinggi tekanan. Sedangkan aliran pada saluran tertutup/pipa tidak terdapat permukaan bebas (aliran bertekanan), karena seluruh penampang saluran/pipa terisi air, sehingga permukaan air tidak dipengaruhi oleh tekanan udara.

Untuk menentukan besarnya tekanan hidrolis pada pipa, dipasang *piezometer* (pengukur tekanan) di penampang kontrol 1 dan 2, sehingga dapat diketahui tinggi tekanan pada penampang kontrol yakni  $y_1$  dan  $y_2$ . Aliran pada saluran terbuka, muka airnya cenderung berubah sesuai waktu dan ruang, demikian pula dengan kedalaman aliran, debit, dan kemiringan dasar tergantung satu sama lain.

Aliran pada saluran tertutup tidak selalu merupakan aliran dibawah tekanan apabila terdapat *free surface* (permukaan bebas). Sehingga dengan demikian sifat/kondisi aliran sama seperti saluran terbuka yang mempunyai permukaan air bebas seperti pipa/saluran drainase dengan bentuk penampang saluran bulat (lingkaran), gorong-gorong, dan lain-lain.

### 2.4.3 Perhitungan Debit dan Dimensi Saluran

Rumus umum:

$$Q = A \times V \quad (2.46)$$

Dimana:

$Q$  = Debit aliran ( $m^3/det$ ).

$A$  = Luas basah penampang saluran ( $m^2$ ).

$V$  = Kecepatan aliran ( $m/det$ ).

#### a. Kecepatan aliran rata-rata

Secara teoritis aliran dapat ditetapkan sebagai berikut:

- Aliran pada saluran terbuka:

$$\text{Rumus Manning} \rightarrow V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \quad (2.47)$$

$$\text{Rumus Strickler} \rightarrow V = k \times R^{2/3} \times I^{1/2} \quad (2.48)$$

$$\text{Rumus Chezy} \rightarrow V = C\sqrt{RI} \quad (2.49)$$

$$\rightarrow V = \frac{1}{n} \times R^{1/6} \quad (2.50)$$

- Aliran dibawah tekanan saluran tertutup:

$$\text{Rumus Hazen Williams} \rightarrow V = 0,85 \times R^{0,63} \times I^{0,54} \quad (2.51)$$

Dimana:

- $n$  = Koefisien kekasaran dinding dan dasar saluran menurut manning.
- $k, c$  = Koefisien kekasaran dinding dan dasar saluran strickler, chezy.
- $R$  = Jari – jari hidrolis =  $A/P$  (m).
- $A$  = Luas basah penampang saluran ( $m^2$ ).
- $P$  = Keliling basah penampang saluran (m).
- $I$  = Kemiringan dasar saluran.

Kecepatan aliran rata-rata ( $V$ ) untuk perencanaan saluran drainase harus memenuhi batas-batas nilai tertentu, yakni diantara batas kecepatan aliran maksimum dan minimum, disesuaikan dengan bahan saluran (nilai  $c$ ,  $n$ , atau  $k$ ) dan angkutan sedimennya. Bila kecepatan aliran dibawah batas kecepatan minimum, maka pada saluran akan terjadi pengendapan dan pendangkalan oleh sedimen, tumbuhnya tanaman-tanaman pengganggu (rumput-rumput liar) di dasar saluran, sehingga mengganggu fungsi saluran. Sebaliknya, bila kecepatan aliran diatas batas kecepatan maksimum, akan terjadi erosi (penggerusan) pada dinding dan dasar saluran, terutama bila saluran direncanakan tidak tahan erosi (tanpa perkuatan dinding saluran). Misalnya:

$V$  minimum untuk saluran kecil dari tanah = 0,45 m/det

$V$  minimum untuk saluran besar dari tanah = 0,60-0,90 m/det

$V$  maksimum untuk saluran dari bahan beton = 4 m/det

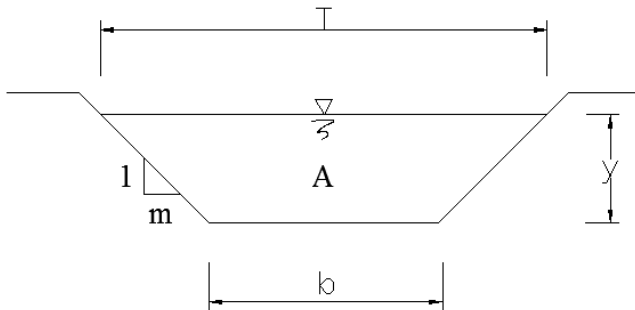
b. Kekasaran dinding dan dasar saluran

Bahan saluran (dinding dan dasar) untuk saluran drainase pada umumnya direncanakan dengan atau tanpa perkuatan atau perkeraasan. Misalnya saluran dari tanah, saluran diberi perkuatan/diplengseng, saluran dari bahan beton, pasangan batu, kayu, kaca, dan lain-lain. Masing-masing bahan saluran mempunyai nilai kekasaran yang berbeda, misalnya bahan beton tidak sama dengan kekerasan dari bahan batu, bahan

tanah, dan lain-lain. Nilai kekasaran tersebut ditetapkan oleh Manning, Chezy, Strickler, dan lain-lain. Sehingga untuk keperluan perhitungan/perencanaan ditetapkan salah satu dari ketentuan diatas, misalnya koefisien kekasaran Manning ( $n$ ), Chezy ( $c$ ), Stricker ( $k$ ).

#### 2.4.4 Unsur Geometris Penampang Saluran

##### a. Penampang Trapesium



Gambar 2.4 Penampang Trapesium

Dimana:

$b$  = Lebar dasar saluran

$y$  = Tinggi aliran

$m$  = Miring dinding saluran (talud), dinyatakan dalam 1:  $m$

$T$  = Lebar puncak

$A$  = Luas basah (luar trapesium)

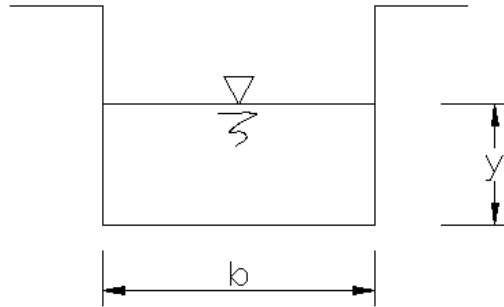
$P$  = Keliling basah  $\rightarrow$  bagian talud dan dasar yang terkena aliran

$A$  = Luas basah  $\frac{1}{2}(T + b) \rightarrow$  untuk miring talud kiri dan kanan sama (penampang simetris)

Maka ; Luas basah  $\rightarrow A = (b + m \cdot y)y$  (2.52)

Keliling basah  $\rightarrow P = b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{m^2 + 1}$  (2.53)

## b. Penampang Segi Empat



Gambar 2.5 Penampang Segi Empat

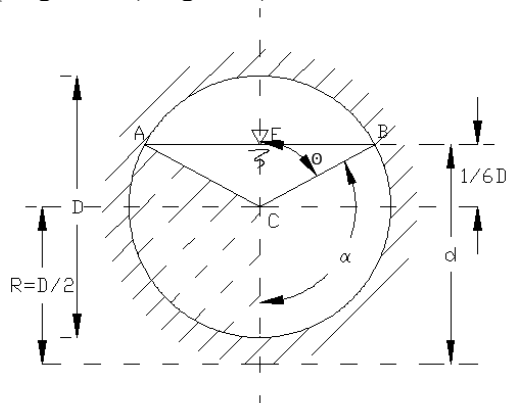
Dimana :

$$m = 0$$

$$A = \text{Luas basah} \rightarrow A = (b + m \cdot y)y = b \cdot y \quad (2.54)$$

$$P = \text{Keliling basah} \rightarrow P = b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{m^2 + 1} = b + 2 \quad (2.55)$$

## c. Penampang Bulat (Lingkaran)



Gambar 2.6 Penampang Bulat (Lingkaran)

Dimana:

D = Diameter saluran.

R = Jari-jari.

d = Tinggi saluran (kondisi aliran), misalnya kondisi aliran = 60%,  $D \rightarrow 0,60D$  atau  $d = \frac{2}{3} D$ .

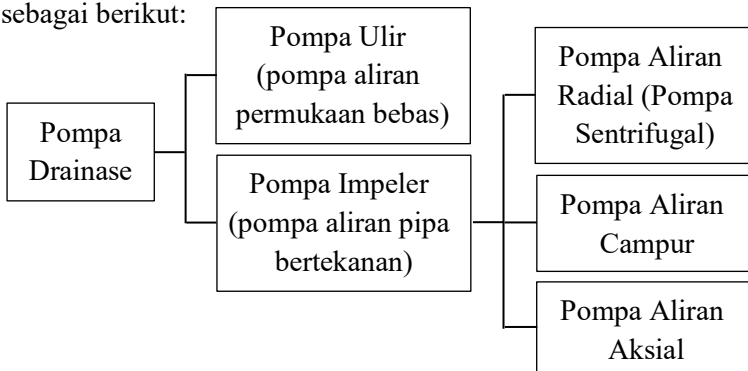
$$\text{Luas basah} \quad A \rightarrow A = \frac{2\alpha}{360^\circ} \frac{1}{4} \pi D^2 + \frac{1}{2} \overline{AB} \times \overline{EC} \quad (2.56)$$

$$\text{Keliling basah} \quad P \rightarrow P = \frac{2\alpha}{360^\circ} \frac{1}{4} \pi D \quad (2.57)$$

## 2.5 Pompa

Pompa adalah suatu peralatan mekanik fluida yang memiliki fungsi memindahkan atau menaikkan fluida dengan cara mendorong fluida langsung secara mekanik, atau dengan cara mengubah energi mekanik menjadi energi tekan atau energi kinetik fluida yang dapat menghisap fluida dari satu tempat dan memancarkannya ke tempat yang diinginkan.

Pada dasarnya pompa drainase mempunyai karakteristik debit besar dan head relatif rendah. Secara umum klasifikasi pompa untuk keperluan pompa drainase dapat diklasifikasikan menjadi 2, yaitu pompa ulir (pompa aliran permukaan bebas) dan pompa impeller (pompa aliran pipa bertekanan) seperti digambarkan sebagai berikut:



Gambar 2.7 Klarifikasi Pompa Darinase

(Sumber: Endarjo, 2003 dalam Kementerian Pekerjaan Umum Direktorat Jendral Cipta Karya, 2013:22)



### 2.5.1 Perencanaan Sistem Pompa Drainase

Di dalam merencanakan sistem pompa drainase diperlukan perhitungan atau analisis yang meliputi:

1. Perhitungan debit dan kualitas air yang diperoleh dari data perhitungan hidrologi seperti antara lain:
  - a. Total debit air yang akan dipompa
  - b. Debit setiap pompa yang akan dipasang
  - c. Pengaturan ketinggian air pada kolam retensi/detensi (*mass curve routing*) seperti: HWL (*High Water Level*), LWL (*Low Water Level*), elevasi saluran pembuangan pompa, elevasi saluran limpas/pintu limpas, elevasi pasang surut saluran penerima air, asumsi penurunan tanah disekitar rumah pompa setiap tahun (cm), jenis air yang akan dipompa (air limbah, air asin, lumpur dan lain-lain)
2. Perhitungan head pompa (Head total = *head geodetic-head loss*) (2.58)
3. Perhitungan head pompa yang diijinkan untuk dioperasikan yang diperoleh dari perhitungan berikut:
  - a. *Friction Loss* Pipa dan *Fitting* terjadi karena gesekan antara air di dalam permukaan pipa dan *fitting*, sehingga menimbulkan gaya geseka. Inilah yang menyebabkan hambatan pada tekanan pompa, besarnya *friction loss* tergantung dari jenis material yang digunakan, diameter pipa, dan panjang pipa. Dengan menggunakan pendekatan metode *Hazen William* maka persamaan dalam menentukan besarnya *friction loss* adalah sebagai berikut:

$$H_F = H_L \times L \text{ pipa} \quad (2.59)$$

$$H_L = \left( \frac{3,35 \times 10^6 \times Q}{d^{2,63} \times C} \right)^{1,852} \quad (2.60)$$

Dimana:

$H_F$  pipa = *Friction loss* pipa (m)

$L$  pipa = Panjang pipa (m)

$H_L$  = *Head Loss* pipa (m/1000 m)

$Q$  = Debit pompa (l/det)

$d$  = Diameter dalam pipa (mm)

$C$  = *Constanta* Hazen William

Pada tabel 2.12 adalah tabel nilai  $C$  untuk diameter pipa

Tabel 2.12 Nilai  $C$  untuk Inlet Diameter Pompa

No	Material pipa	C Factor low-high
1	Steel	90
		110
2	Abestos cement	140
		140
3	Cement Mortar Lined Ductile Iron Pipe	140
		140
4	Cast iron 40 years	64
		83
5	Cast iron 30 years	75
		90
6	Cast iron 20 years	89
		100
7	Cast iron 10 years	107
		113
8	Concrete	100
		140
9	Galvanized iron	120
		120
10	Cast iron new	130
		130
11	Copper	130
		140
12	Polyethylene	140
		140
13	Polyvinyl hloride (PVC)	150
		150
14	Fibre reinforced plastic (FRP)	150
		150

(Sumber: Engineering ToolBox)

b. Total *Head* Pompa

Total *head* pompa adalah kemampuan tekanan maksimum pada titik kerja pompa, sehingga pompa tersebut mampu mengalirkan air/fluida dari satu tempat ke tempat lainnya. Beberapa parameter yang diperlukan untuk menentukan total *head* pompa, diantaranya yaitu *friction loss* pipa, *friction loss fitting*, *pressure drop peralatan* dan *geodetic head*. Untuk menghitung total *head* pompa digunakan persamaan sebagai berikut:

$$H_{\text{Total}} = H_{\text{F pipa}} + H_{\text{Fitting}} + H_{\text{sf}} + H_{\text{g}} \quad (2.61)$$

Dimana:

$H_{\text{F pipa}} = \text{Friction Loss pipa (m)}$

$H_{\text{Fitting}} = \text{Friction Loss Fitting (m)}$

$H_{\text{sf}} = \text{Safety factor head} = 0,5\text{m}$

$H_{\text{g}} = \text{Geodetic Head (m)}$

4. Penentuan tipe/jenis pompa sesuai debit dan head pompa
5. Penentuan kecepatan spesifik pompa ( $N_s$ ) dan bentuk impeler
6. Perhitungan putaran pompa ( $n$ ), dari rumus:

$$N_s = n \times Q^{1/2} / H^{3/4} \text{ (rpm)} \quad (2.62)$$

Dimana:

a.  $N_s = \text{Kecepatan spesifik}$

$N = \text{Putaran pompa (rpm)}$

$Q = \text{Debit pompa (m}^3/\text{det)}$

$H = \text{Head total pompa (m)}$

- b. Pompa yang menggunakan *reducing gear*, perhitungan  $n$  disesuaikan dengan rasio gear yang digunakan, dan untuk pompa yang menggunakan penggerak motor listrik (induksi) rotor sangkar tanpa *reducing gear*, dapat dihitung jumlah pasang kutup motor listrik dengan rumus:

$$n = 120 f / p \quad (2.63)$$

Dimana:

$n = \text{Putaran pompa/motor listrik}$

$f = \text{Frekuensi listrik (50 hz)}$

$p = \text{Jumlah pasang kutup}$

7. Perhitungan NPSH (*Net Positif Section Head*), yang mana NPSH yang tersedia > NPSH yang diperlukan
8. Perhitungan section head pompa
9. Penentuan daya pompa
  - a. Perhitungan daya air  $P_a = 0.163 \times \rho \times Q \times H$  (kw) (2.64)
  - b. Perhitungan daya poros  $P_p = P_a / \text{£ pompa}$  (kw) (2.65)

Dimana:

- $\rho$  = Masa jenis air ( $\text{kg/m}^3$ )  
 $Q$  = Debit pompa ( $\text{m}^3/\text{menit}$ )  
 $H$  = Head total (m)  
 $\text{£}$  = Effisiensi  $\pm 75\%$

Perhitungan daya poros dengan mempertimbangkan head maksimum dan tingkat keamanan  $\pm 20\%$

10. Menentukan dimensi pipa isap dan pipa buang (*column pipe*) dan pipa pembuangan (diameter, panjang, dan tebal) untuk pompa submersibel tipe aksial atau tipe aliran campuran. Data didapat dari pabrik atau perhitungan diameter hisap (dari perhitungan tadah isap dan tadah keluar, dari pabrik atau referensi pompa)
11. Perencanaan bangunan sipil rumah pompa drainase sesuai tipe/jenis:
  - a. Perhitungan tadah isap dan tadah keluar
  - b. Menentukan posisi pompa, pipa isap dan pipa buang dan guide ribe
  - c. Menentukan slope (kemiringan saluran masuk ruang pompa)
  - d. Menentukan elevasi dasar rumah pompa dll
12. Penentuan penggunaan katup (*bypass valve, flap valve, sluice valve*, dan *flow klep*)
13. Penentuan penggunaan *reducing gear* (rasio putaran, torsi dan dimensi) atau direct (shaft pompa dan shaft penggerak dihubungkan langsung)
14. Penentuan jenis material:
  - a. Pompa, diantaranya: *impeller, shaft, casing* (rumah pompa), *wearing ring, bearing housing, liner*
  - b. Pipa hisap, pipa buang, dan *column pipe*

- c. Katup, diantaranya: *bypass valve, flap valve, sluice valve, food klep*
  - d. *Reducing gear*
15. Penentuan daya penggerak pompa dengan memilih penggerak mekanik atau elektrik:
- a. Penggerak pompa mekanik: motor bakar, turbin dan lain-lain
  - b. Penggerak elektrik: motor asinkron, motor sinkron dan lain-lain
- Jika menggunakan penggerak elektrik:
- Tentukan supply daya listrik: Genset atau PLN
  - Pilih genset disesuaikan dengan kebutuhan operasional pompa: harian, temporer (pada saat kondisi banjir), sehingga tipe genset dipilih sesuai kondisi tersebut (*continous type, prime type atau standby type*)
  - Pemilihan supply dari PLN agar dipertimbangkan seperti kualitas, ketersediaan daya, dan keseimbangan tegangan
- Untuk pompa drainase dengan operasional yang terus menerus akan lebih efisien jika menggunakan *supply* daya dari PLN dengan dipertimbangkan sesuai kondisi diatas
- c. Penggunaan motor induksi agar dipilih sistem start motor listrik: *DOL, Y/D, soft starter atau inverter*:
- |                          |                             |
|--------------------------|-----------------------------|
| untuk sistem start : DOL | : 4 – 6 kali arus nominal   |
| Y/D                      | : 3 – 4 kali arus nominal   |
| Soft starter             | : 2 – 3 kali arus nominal   |
| Inverter                 | : 1 – 1.5 kali arus nominal |
- Untuk menentukan daya penggerak pompa menggunakan motor listrik agar diperhitungkan ketentuan tersebut diatas
16. Menentukan berat dan dimensi masing-masing peralatan:
- a. Pompa drainase
  - b. Pipa hisap (*column pipe*), pipa buang, *valve*, dan lain-lain
  - c. Penggerak pompa drainase seperti motor bakar, turbin, motor listrik dan lain-lain
  - d. Panel-panel elektrik dan lain-lain
17. Menentukan tipe/jenis alat angkat (*crane*)

- a. Kapasitas
  - b. Tinggi angkat (*lifting high*) dan panjang layanan (*travesing*), lebar bentangan (*span*)
  - c. Kecepatan angkat dan kecepatan layanan (*travesing*)
  - d. Sistem manual atau elektrik
  - e. *Girder span* dan lain lain
18. Perhitungan *supply* daya listrik
- a. Sistem tegangan (TM atau TR), 1 phase, 3 phase, dan frekuensi yang digunakan
  - b. Kapasitas penggerak pompa  
TM = tegangan menengah > 1 kv, TR = tegangan rendah 220V s.d 1000V
19. Membuat single line diagram elektrik
20. Menentukan kabel power dan busbar
- a. Perhitungan kapasitas dengan rumus  $I = kva / volt \times 1.73$ ,  
 $I = \text{Arus (A)}$
  - b. Perhitungan dimensi dan panjang (data dari daftar kabel pabrikan)
  - c. Jenis/tipe
21. Menentukan *circuit breaker* (CB)
- a. Perhitungan kapasitas
  - b. Jenis/tipe
  - c. Tegangan
  - d. *Short circuit withstand current* dan lain-lain
22. Menentukan jenis/tipe panel-panel
- a. Panel *switch gear* dan COS (tipe, dimensi, busbar, circuit breaker, meter, dan lain-lain)
  - b. Panel start pompa (tipe, dimensi, busbar, meter, sistem start, proteksi dan lain-lain)
  - c. Panel kontrol pompa (tipe, dimensi, meter, PLC, relai, dan lain-lain)
  - d. Panel distribusi/MDP (tipe, dimensi, busbar, MCCB, meter, dan lain-lain)

- e. Lokal panel (penerangan, crane, peralatan bantu, charger dan tipe genset untuk keperluan darurat), dimensi, COS/*Change Over Switch*
  - f. Panel (tipe, dimensi, arrester, transduser, dan lain-lain)
23. Menentukan sistem proteksi: genset, pompa dan panel switch gear
- a. Proteksi genset: temperatur pendingin, tekanan minyak pelumas, *over speed, over voltage, under frekuensi, over current*, dan lain-lain
  - b. Proteksi pompa: embun, *seal leakage, high temperature winding motor, over current, unbalance current, low resistance isolation, low voltage, ground fault*, dan lain-lain
  - c. Proteksi *switch gear, over current, ground fault*, dan lain-lain
24. Menentukan sistem operasional pompa
- a. Operasional manual/lokal
  - b. Operasional jarak jauh
  - c. Operasional otomatis (lewat *water level control*)
25. Menentukan peralatan instrument: WLC (*water level control* tipe ultrasonic, probe, stick), CCTV, dan lain-lain
26. Menentukan sistem pentanahan peralatan (*grounding*); rod, plate, wire mesh, dan lain-lain. Harga tahanan grounding maksimum = 2 ohm
27. Menentukan sistem penangkal petir, tipe: *electro static, lightning rod*, dan lain-lain
28. Menentukan rak kabel, *cable tray*, saluran kabel (*cable conduit*)
29. Menentukan peralatan bantu
- a. Saringan sampah (*bar screen*) dimensi, material, *mesh* dll
  - b. Pembersih sampah manual, elektrik (*rotary, traveling rake, fixed rake*)
  - c. Pompa penguras lumpur (tipe, kapasitas, total head, putaran dan lain-lain)
  - d. *Stop log* (dimensi, material, lokasi dan lain-lain)
  - e. Piskal air (dimensi, ukuran, material, cat)

- f. Pintu limpas/saluran limpas (tipe, dimensi, material dan lain-lain)
  - g. Tangki bahan bakar dan instalasi pipa (dimensi, kapasitas, material, lokasi dan lain-lain)
  - h. Instalasi penerangan, kipas, AC dll (jumlah titik, kapasitas, dan lumen)
  - i. Kebutuhan air domestik (tangki air, instalasi pipa, pompa air dan lain-lain)
30. Membuat spesifikasi peralatan utama untuk mekanikal dan elektrikal
- a. Mekanikal: pompa drainase, pompa penguras, engine, reducing gear, crane dan lain-lain
  - b. Elektrikal: genset, panel switch gear, panel control, panel start pompa dan lain-lain

Keterangan :

No 1 = hidrologi, No 2 s.d 17 = mekanikal, No 18 s.d 29 = elektrikal

(Sumber: Kementerian Pekerjaan Umum, 2013:10-75)

### 2.5.2 Operasional Sistem Pompa Drainase

Definisi operasional sistem pompa drainase adalah suatu kegiatan untuk melakukan operasional pompa (start/stop) sesuai prosedur yang telah ditetapkan dengan tujuan untuk menjaga kondisi ketinggian air dalam suatu sistem sehingga dapat mengurangi terjadinya genangan air akibat air hujan/rob pada daerah tertentu. Operasional tersebut meliputi peralatan utama dan peralatan bantu yang bekerja dalam sistem pompa drainase, adapun peralatannya terdiri dari:

- 1. Peralatan sipil dan hidrologi
  - 2. Peralatan mekanik
  - 3. Peralatan elektrik dan central.
- a. Perencanaan (Pola Operasi)
- Perencanaan pola operasi pompa drainase dimulai dengan penyiapan data hidrologi.



1. Data curah hujan harian selama kurang lebih 10 tahun terakhir di wilayah daerah tangkapan air (*catchment area*) pompa drainase dibuat.
2. Luas daerah tangkapan air di wilayah pompa drainase.
3. Jumlah penduduk di daerah tangkapan air.
4. Jumlah debit air penggelontoran pada musim kemarau.
5. Ketinggian air maksimum dan minimum pada kolam penampung air (*retarding panel*) dan ketinggian air pada saluran buang pompa (badan penerima air).

Setelah didapat data tersebut di atas, maka dibuat pola operasi untuk bulan dan harian musim hujan dan musim kering dalam kurun waktu setahun. Setelah melalui perhitungan dapat diprediksi jumlah jam operasional untuk peralatan pompa drainase (genset, pompa, panel dan lain-lain).

Urutan operasional bertujuan sebagai pedoman untuk melakukan operational peralatan pompa drainase dan kelengkapannya secara berurutan sesuai dengan kondisi peralatan yang terpasang sesuai buku manual dari pabrik yang bertujuan untuk keamanan peralatan dari kerusakan dan keselamatan operator.

- b. Pola operasi dapat direncanakan untuk bulanan/harian.

Kemudian dari hasil perencanaan dapat dibuat pada perencanaan untuk:

1. Operasional musim kering
2. Operasional musim basah
3. Perencanaan pemeliharaan periodik 6 bulan atau 1 tahun

Pada umumnya cara operasional start/stop pompa air dibedakan menjadi:

1. Secara manual lewat panel lokal/panel pompa
2. Secara remote lewat *Control Desk*
3. Otomatis lewat sistem kontrol dan *water level*

Untuk rumah pompa dengan kapasitas kurang lebih 30 m<sup>3</sup>/det, operasional secara manual start/stop pompa dapat lewat panel kontrol (*control desk*) atau lewat lokal panel.

c. Operasional Manual

Melakukan kegiatan operasional start/stop rumah pompa dengan menggunakan tangan (*hand operation*) sesuai prosedur SOP (*Standar Operation Procedure*) dapat dilakukan lewat *control desk* atau *lokal panel*.

d. Lewat mrja kontrol

Menekan tombol start/stop pada diagram panel utama sesuai prosedur SOP dan melakukan pengamatan pada indikator dan layar monitor motor elektrik. Kegiatan start/stop melalui meter-meter dan indikator yang terpasang pada panel kontrol sesuai dengan fungsi peralatan. Seperti Genset, panel gear, panel start pompa, motor elevasi dan aliran pada pipa buang pompa (*discharge pipe*), dan lain-lain.

e. Lewat panel lokal

Menekan tombol start/stop pada panel lokal (panel genset), *panel switch* gear, panel start pompa) sesuai prosedur SOP dan melakukan pengamatan.

Melakukan kegiatan operasional pompa (start/stop) dan peralatannya :

- Genset
- Panel *switch gear*
- Panel start pompa
- Peralatan bantu

Sesuai prosedur SOP (*Standar Operation Procedure*) yang bertujuan untuk memompa (memindahkan) air dari badan pengumpul air (sungai, *long storage*, kolam retensi dan lain-lain) ke badan penerima air dengan beda elevasi (ketinggian) sehingga terjadinya genangan air (air hujan/rob) dapat dikendalikan sesuai yang direncanakan.

### 2.5.3 Urutan Operasional Pompa Drainase dan Kelengkapannya

Ada beberapa urutan yang perlu diperhatikan dalam operasional pompa drainase dan kelengkapannya yaitu sebagai berikut:

- a. Kelengkapan K3
  1. Memakai alat pelindung diri (Helm kerja, sepatu kerja , *ear plug*, sepatu kerja dan lain-lain)
  2. Memakai pakaian kerja
- b. Persiapan sebelum operasional
  1. Blangko laporan harian operasional pompa drainase
  2. Pengecekan peralatan pompa drainase
    - Pastikan pompa dalam kondisi siap operasional
    - Baut pengikat rumah pompa, flange sambungan kondisi tidak kendur
  3. Kopling pompa tidak kendur (untuk tipe selain submersible)
  4. Seal pompa dalam tidak bocor (untuk tipe selain submersible)
  5. Periksa level minyak pelumas bantalan pompa
  6. Katup sorong pada pipa keluar kondisi terbuka
  7. Lampu indikator *ready to start* pada panel pompa kerja menyala
  8. Saringan sampah dalam kondisi bersih
  9. Alat pembersih sampah (*trash rack rake*) siap oprasional
  10. Kondisi lingkungan disekitar rumah pompa aman
- c. Pengecekan peralatan penggerak mula
  - *Engine/genset*
    - 1) Pastikan *engine* kondisi siap operasional
    - 2) Baut pengikat *engine* dengan base plate, flange sambungan dll tidak kendur
    - 3) Silincer, pipa gas buang, dan kelengkapannya kondisi siap olerasional
    - 4) Sistem pendingin kondisi siap operasional
    - 5) Sistem pelumas kondisi siap operasional
    - 6) Sistem bahan bakar kondisi siap operasional
    - 7) Tangki bahan bakar harian terisi penuh
    - 8) *Reducing gear* dan *belt* penggerak kondisi siap operasional
    - 9) Baut pengikat generator kondisi tidak kendur

- 10) Baterai untuk start dan kelengkapan kondisi siap operasional
- 11) Tegangan baterai kondisi normal
- 12) Panel kontrol genset kondisi siap operasional (indikator gangguan engine dan generator tidak kerja)
- Motor listrik
  - 1) Baut pengikat motor listrik kondisi tidak kendur
  - 2) Kipas motor kondisi siap operasional
  - 3) Terminal dan kabel masuk motor kondisi siap operasional

*Supply* daya listrik untuk motor listrik dapat dilakukan dari:

1. Genset sesuai kapasitas pompa yang terpasang
2. Supply PLN sesuai kapasitas pompa yang terpasang dengan persyaratan kualitas tegangan +10%, -5% dari tegangan nominal
3. Penggunaan daya PLN akan efektif untuk operasional pompa harian
  - Beda tegangan antar fasa 5%
  - Frequency +/- 1% dari 50 Hz
  - Dipasang saklar pemilih daya (COS) Genset atau PLN
- d. Pengecekan Panel Genset/*Synchronizing* Panel
  1. Pastikan Panel Pompa genset siap operasional
  2. Pastikan lampu indikator siap operasional (cek lewat test lamp)
  3. Indikator gangguan pada panel genset tidak kerja
  4. Lampu penerangan dan AC siap operasional
  5. Supply daya untuk control tersedia
- e. Pengecekan panel switch gear/Electrical Panel
  1. Pastikan panel switch gear/Electrical panel siap operasional
  2. Pastikan grounding posisi off
  3. Pastikan circuit breaker (CB) siap operasional
  4. Indikator gangguan pada panel tidak kerja
  5. Lampu indikator kondisi siap operasional (cek dengan test lamp)
  6. Pastikan kondisi pintu panel posisi tertutup penuh

7. Lampu penerangan dan AC siap operasional
8. Supply daya untuk control tersedia
- f. Pengecekan Panel Pompa/*Pump Start Panel*
  1. Pastikan Panel Pompa siap operasional
  2. Pastikan lampu indikator siap operasional (cek lewat test lamp)
  3. Indikator gangguan pada panel tidak kerja
  4. Lampu penerangan dan AC siap operasional
  5. *Supply* daya untuk control tersedia
- g. Pengecekan Panel kontrol/control desk
  1. Pastikan Panel kontrol/control desk siap operasional
  2. Pastikan lampu indikator siap operasional (cek lewat test lamp)
  3. Meter penunjukkan elevasi air pada panel kontrol/control desk kerja
  4. indikator gangguan pada panel kontrol/control desk tidak kerja
  5. Layar/LCD monitor siap operasional
  6. Lampu penerangan dan AC siap operasional
  7. *Supply* daya untuk control tersedia

#### 2.5.4 Start dan Stop Pompa drainase

Ada beberapa cara yang dapat dilakukan untuk mengoperasikan pompa start dan stop yaitu sebagai berikut:

- a. Untuk penggerak mula menggunakan mesin
    1. Start Pompa drainase
      - Pastikan *water level* kolam penampung/sungai kondisi siap operasional
      - Nyalakan mesin lewat tombol start pada panel mesin
      - Amati putaran mesin sampai dengan nominal/100% rpm
- Untuk pompa drainase dengan penggerak awal mesin, apabila mesin berputar, maka pompa langsung berputar sampai putaran nominal pompa. Pemantauan pada kondisi operasional pompa drainase:
- 1) Cek Putaran pompa dan mesin pada 100% rpm

- 2) Cek air yang keluar pada pipa buang pompa drainase sesuai kapasitas
  - 3) Cek getaran pompa dan mesin
  - 4) Cek tekanan pada pipa buang pompa
  - 5) Cek bocoran air pada seal dan instalasi pipa masuk dan pipa buang pompa
  - 6) Cek temperatur bantalan pompa
  - 7) Cek getaran pada *reducing gear* dan *belt*
  - 8) Cek temperatur pendingin mesin dan *reducing gear*
  - 9) Cek tekanan minyak pelumas engine
  - 10) Cek warna gas bekas mesin
  - 11) Catat parameter pengecekan pada blangko laporan harian
2. Stop Pompa Drainase:
- 1) Stop engine lewat tombol stop pada panel mesin putaran mesin dan pompa drainase sampai 0%, bersamaan turunnya pengeluaran air pada pipa buang pompa.
  - 2) Cek kondisi semua peralatan pompa dan kelengkapannya, termasuk bila terdapat kelainan
  - 3) Selesai
- b. Untuk penggerak mula menggunakan Motor listrik dari genset
1. Panel genset/synchronizing panel (Start pompa drainase dari local panel)
    - 1) Pastikan water level kolam penampung/sungai kondisi siap operasional
    - 2) Saklar pemilih pada panel control/control desk diposisikan local
    - 3) Start engine lewat tombol start
    - 4) Cek putaran genset sampai nominal/100 % rpm
    - 5) Cek tegangan generator phase R, S, T sampai nominal
    - 6) Cek frekuensi generator sampai nominal 50 Hz
    - 7) Cek kondisi genset dan peralatannya; system pendingin, system pelumas system bahan bakar, system gas bekas pada kondisi normal

2. Panel switchgear/Electrical panel
  - 1) Masukkan Circuit Breaker incoming/ICP lewat tombol on pada panel *switch gear*
  - 2) Cek Tegangan (V) incoming R-S, S-T, T-R pada nominal voltage
  - 3) Cek Arus (A) incoming R , S, T dan energy meter (Kw)
  - 4) Masukkan Circuit Breaker (CB) outgoing/EP panel lewat tombol on pada panel electrical
  - 5) Cek Tegangan (V) out going R-S, S-T, T-R pada nominal voltage
  - 6) Cek Arus (A) out going R , S, T dan energy meter (Kw)
3. Panel pompa/Pump Start Panel
- c. Pemantauan pada kondisi operasional genset dan pompa drainase
  1. Start pompa drainase lewat tombol on pada panel pompa
    - 1) Cek Putaran mesin pada 100% rpm
    - 2) Cek air yang keluar pada pipa buang pompa drainase sesuai kapasitas
    - 3) Cek getaran pompa dan genset
    - 4) Cek tekana pada pipa buang pompa
    - 5) Cek bocoran air pada seal dan instalasi pipa masuk dan pipa buang pompa
    - 6) Cek temperatur bantalan pompa
    - 7) Cek getaran pada pompa drainase dan genset
    - 8) Cek temperatur pendingin genset
    - 9) Cek tekanan minyak pelumas genset
    - 10) Cek warna gas bekas genset
    - 11) Cek Tegangan (V) genset
    - 12) Cek Arus (A) genset
    - 13) Cek Power Faktor (Q) genset
    - 14) Cek energy (Kw) genset
    - 15) Cek Frekuensi (Hz) genset
    - 16) Cek Tegangan (V) motor pompa drainase
    - 17) Cek Arus (A) motor pompa
    - 18) Cek Power Faktor (Q) motor pompa

- 19) Cek energy (Kw) motor pompa
  - 20) Catat parameter pengecekan pada blangko laporan harian, termasuk bila terdapat kelainan pada kondisi operasional
  - 21) Selesai
2. Stop Pompa Drainase:
- 1) Stop pompa lewat tombol off pada panel pompa
  - 2) Amati pengeluaran air lewat pipa buang pompa drainase akan menurun sampai kondisi 0
  - 3) Tekan tombol off pada panel out going/EP panel, maka CB akan off
  - 4) Tekan tombol off pada panel incoming/ICP panel, maka CB akan off
  - 5) Tekan tombol stop pada panel genset/*synchronizing* panel, putaran genset menuju 0 rpm (genset stop)
  - 6) Cek kondisi semua peralatan pompa dan kelengkapannya, termasuk bila terdapat kelainan
  - 7) Selesai
- d. Start/Stop pompa drainase dari Panel control/Control Desk
1. Start
- 1) Pastikan water level kolam penampung/sungai kondisi siap operasional
  - 2) Saklar pemilih pada panel control/control desk diposisikan Remote untuk pompa drainase dan genset
  - 3) Perhatikan mimik diagram pada panel control
  - 4) Tekan tombol start genset
  - 5) Cek putaran genset sampai nominal/100% rpm
  - 6) Cek tegangan generator phase R, S, T sampai nominal
  - 7) Cek frekuensi generator sampai nominal 50 Hz
  - 8) Cek kondisi genset dan peralatannya; system pendingin, sistem pelumas system bahan bakar, dan system gas bekas pada kondisi normal
  - 9) Masukkan Circuit Breaker (CB) incoming/ICP lewat tombol on



- 10) Cek Tegangan (V) incoming R-S, S-T, T-R pada nominal voltage
  - 11) Cek Arus (A) incoming R, S, T dan energy meter (Kw)
  - 12) Masukkan Circuit Breaker (CB) outgoing/EP panel lewat tombol on
  - 13) Cek Tegangan (V) out going; R-S, S-T, T-R pada nominal voltage
  - 14) Cek Arus (A) out going R, S, T dan *energy* meter (Kw)
  - 15) Tekan tombol start pompa
- e. Start / Stop pompa drainase dari Panel control/Control Desk Secara automatic
- 1) Posisikan saklar pemilih pada posisi auto
  - 2) Cek semua peralatan genset, panel *synchronizing*, panel *switch gear* (ICP/EP),
  - 3) Panel pompa/pump start panel dan panel control/control desk indicator gangguan pompa dan genset tidak kerja
  - 4) Cek peralatan bantu pembersih sampah otomatis, pintu air, dan water level control (WLC) kondisi siap operasional
  - 5) Cek saringan air kondisi bersih
  - 6) Cek water level indikator kondisi kerja

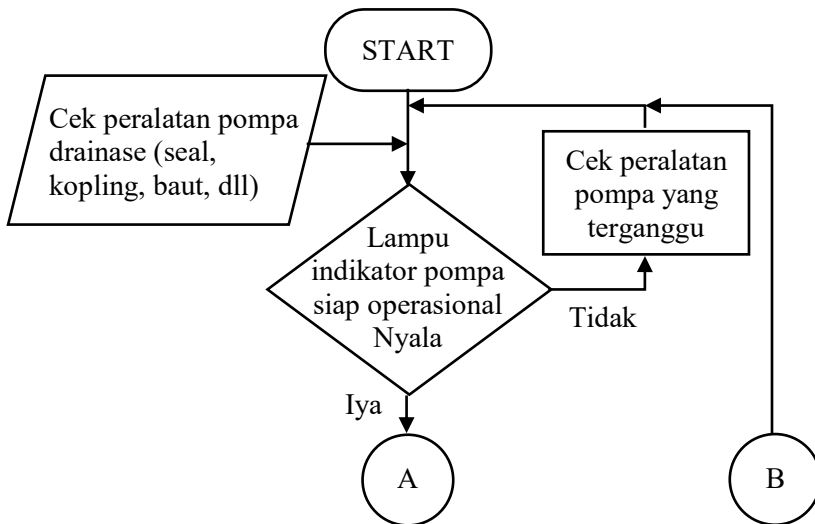
### 2.5.5 Pemantauan pada Kondisi Operasional Pompa Drainase

Operasional genset dan pompa drainase secara *automatic* dari start Genset, pemasukan CB out going, incoming, start pompa drainase termasuk urutan stop pompa drainase dan genset sampai selesai proses tersebut dilakukan oleh peralatan Supervisory/PLC dengan input dari *Water level control*.

- 1) Cek air yang keluar pada pipa buang pompa drainase sesuai kapasitas
- 2) Cek getaran pompa dan genset
- 3) Cek tekanan pada pipa buang pompa
- 4) Cek bocoran air pada seal dan instalasi pipa masuk dan pipa buang pompa
- 5) Cek temperatur bantalan pompa
- 6) Cek getaran pada pompa drainase dan genset

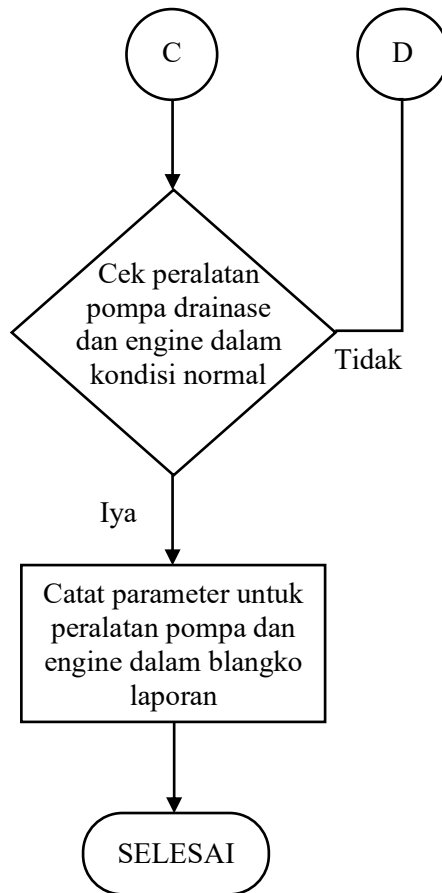
- 7) Cek temperatur pendingin genset
- 8) Cek tekanan minyak pelumas genset
- 9) Cek warna gas bekas genset
- 10) Cek Tegangan (V) genset
- 11) Cek Arus (A) genset
- 12) Cek Power Factor (Q) genset
- 13) Cek energy (KW) genset
- 14) Cek Frekuensi (Hz) genset
- 15) Cek Tegangan (V) motor pompa drainase
- 16) Cek Arus (A) motor pompa
- 17) Cek Power Factor (Q) motor pompa
- 18) Cek energy (KW) motor pompa
- 19) Catat parameter pengecekan pada blangko laporan harian, termasuk bila terdapat kelainan pada kondisi operasional
- 20) Selesai

Untuk pengoperasian pompa dapat menggunakan cara yang dapat dilihat pada gambar 2.8.



Gambar 2.8 Operasional Pompa





Gambar 2.8 Operasional Pompa (lanjutan)

(Sumber: Kementerian Pekerjaan Umum Direktorat Jendral Cipta Karya, 2013:180)

## **BAB 3**

### **METODOLOGI**

Pada bab ini akan dijelaskan langkah-langkah penyusunan Tugas Akhir Terapan. Berikut langkah-langkahnya:

#### **3.1 Persiapan**

Persiapan yang tercakup dalam serangkaian kegiatan yang meliputi:

1. Mencari informasi yang diperlukan dalam penyusunan Tugas Akhir Terapan.
2. Mencari data ke instansi/perusahaan yang terkait, seperti mengunjungi Dinas Pekerjaan Umum Bina Marga dan Pematusan Kota Surabaya, serta meminta ijin untuk pengambilan data guna dijadikan sebagai bahan Tugas Akhir Terapan.
3. Membuat serta mengajukan surat yang diperlukan untuk memperoleh data, yaitu proposal dan surat pengantar dari kaprodi untuk pengajuan pengambilan data.
4. Mengumpulkan data dari segala bentuk kegiatan termasuk hasil survei yang sekiranya dapat mendukung dalam penyusunan laporan Tugas Akhir Terapan.

#### **3.2 Studi Literatur**

Studi literatur adalah mencari referensi yang sesuai dengan kasus atau permasalahan yang dihadapi. Contohnya antara lain adalah mencari buku atau referensi yang mendukung untuk penyusunan Tugas Akhir Terapan ini, diantaranya buku/referensi mengenai analisis hidrologi, analisis hidrolika, dan lain-lain.

#### **3.3 Pengumpulan Data**

Cara pengumpulan data yang digunakan penulis dalam laporan ini adalah:

1. Metode observasi

Metode observasi adalah salah satu metode pengumpulan data dengan cara melakukan pengamatan secara langsung.

2. Metode wawancara

Metode wawancara adalah salah satu metode pengumpulan data dengan cara berdialog dengan orang yang sedang diamati. Dalam proses perolehan data, penulis menggunakan salah satu jenis metode wawancara yaitu wawancara terstruktur. Wawancara terstruktur adalah wawancara yang dilakukan dengan cara mengajukan pertanyaan yang telah disiapkan sebelumnya kepada orang yang sedang diamati.

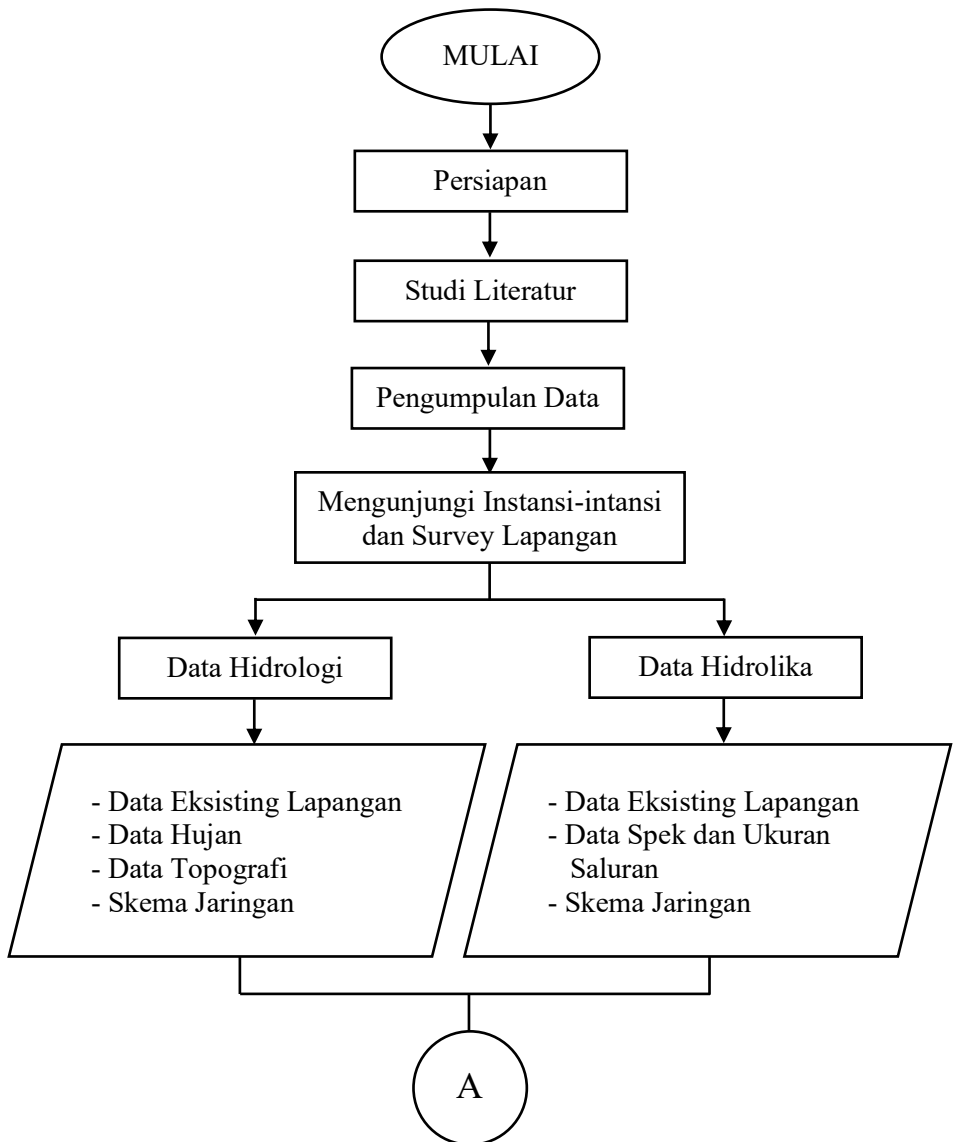
3. Metode kepustakaan

Metode kepustakaan adalah metode pengumpulan data dengan cara menggunakan buku atau referensi yang berkaitan dengan topik yang sedang dibahas.

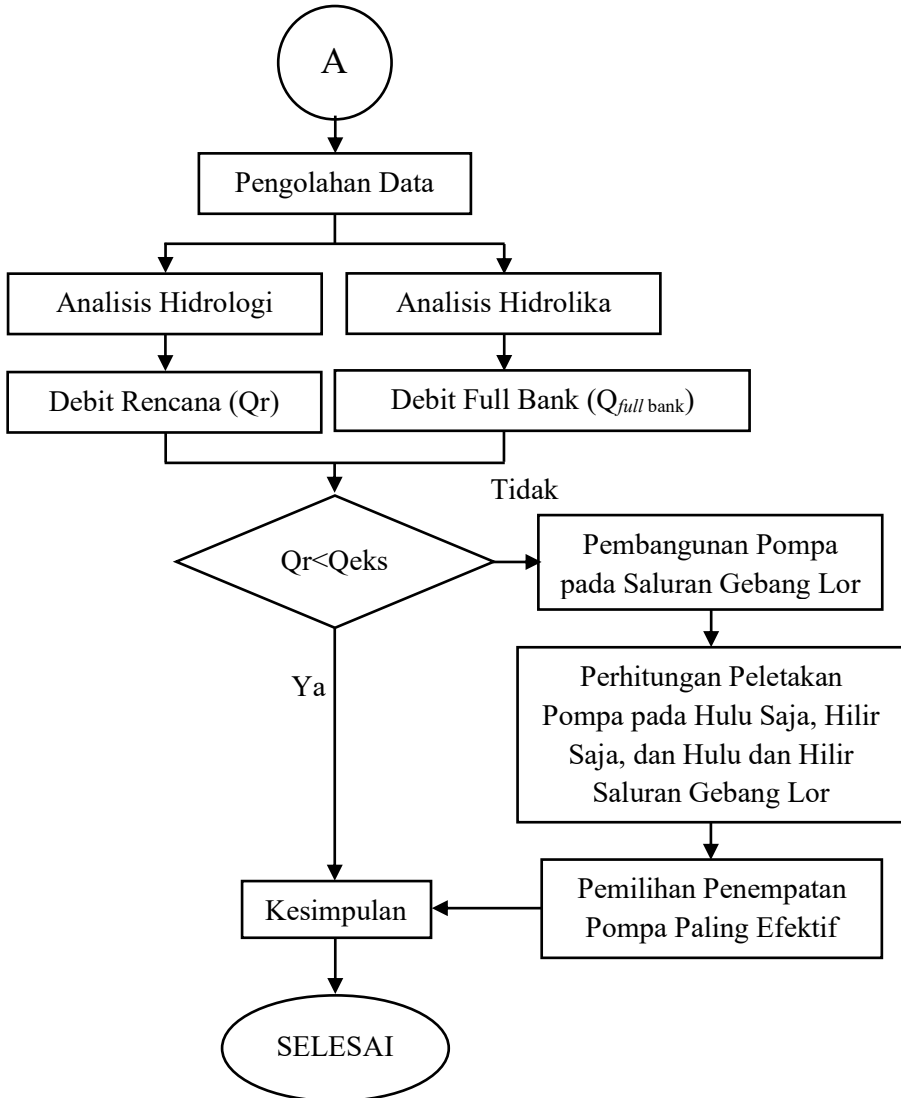
### **3.4 Teknik Analisis Data**

Data-data yang telah terkumpul diklasifikasikan ke dalam suatu susunan bentuk tabel, grafik, dan gambar. Analisis yang dilakukan dalam kajian ini meliputi analisis hidrologi dan analisis hidrolika. Setelah dilakukan analisis, dari hasil analisis tersebut kemudian ditarik kesimpulan.

### 3.5 Bagan Alir Metodologi



Gambar 3.1 Diagram Alir Metode Pengerjaan Tugas Akhir Terapan



Gambar 3.1 Diagram Alir Metode Pengerjaan Tugas Akhir Terapan (Lanjutan)



## **BAB 4**

### **ANALISIS DAN PERHITUNGAN**

#### **4.1 Analisis Debit Banjir Rencana**

Debit banjir rencana pada umumnya digunakan untuk perencanaan bangunan air yang membutuhkan pembuangan air secepatnya, agar tidak terjadi genangan air yang menimbulkan dampak negatif. Oleh karena itu saluran-saluran drainase sebaiknya direncanakan sesuai dengan debit banjir rencana yang sudah diperhitungkan.

Pada perencanaan ini debit banjir rencana dihitung menggunakan metode Rasional, karena data yang digunakan berdasarkan data curah hujan.

##### **4.1.1 Data Curah Hujan**

Data curah hujan yang digunakan adalah data hujan harian maksimum setiap tahun. Dalam menentukan stasiun hujan yang berpengaruh terhadap lokasi dilakukan penggambaran dengan menggunakan metode *Polygon Thiessen*. Dari beberapa stasiun hujan yang terdekat dengan studi diketahui hanya satu saja stasiun hujan yang berpengaruh, yaitu Stasiun Hujan Keputih.

Data curah hujan selama 25 tahun (1989 – 2015) yang digunakan adalah data curah hujan dari stasiun hujan keputih. Untuk tahun 1998 dan 1999 tidak digunakan dikarenakan data hujan mengalami kerusakan sehingga untuk penggantinya diambil data hujan pada tahun 1989 dan 1990. Adapun data curah hujan harian maksimum dapat dilihat pada tabel 4.1:

Tabel 4.1 Data curah hujan stasiun keputih

No.	Tahun	Tanggal	CH (mm)
1	1989	28/02/1989	100
2	1990	26/02/1990	70
3	1991	20/01/1991	60
4	1992	20/01/1992	105
5	1993	18/06/1993	95
6	1994	19/02/1994	85
7	1995	16/11/1995	90
8	1996	16/11/1996	90
9	1997	13/02/1997	115
10	2000	22/03/2000	88
11	2001	21/12/2001	103
12	2002	30/01/2002	123
13	2003	30/01/2003	102
14	2004	25/12/2004	58
15	2005	15/12/2005	110
16	2006	04/01/2006	140
17	2007	17/12/2007	127
18	2008	25/02/2008	90
19	2009	09/01/2009	120
20	2010	03/12/2010	78
21	2011	09/11/2011	78
22	2012	30/01/2012	85
23	2013	23/04/2013	80
24	2014	19/12/2014	134
25	2015	12/02/2015	84

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Dalam perhitungan curah hujan harian maksimum rata-rata digunakan metode rata-rata aljabar karena hanya satu stasiun hujan yang berpengaruh pada *catchment area*.

#### 4.1.2 Perhitungan Parameter Dasar Statistik

Sebelum dilakukan perhitungan uji kecocokan distribusi dari data yang tersedia, dilakukan uji parameter statistik terlebih dahulu terhadap data yang ada, sebab masing-masing distribusi (Distribusi Normal, Distribusi Log Normal, Distribusi Gumbel, Distribusi Log Pearson III) memiliki persyaratan yang berbeda, sehingga setiap data hidrologi harus diuji kesesuaiannya dengan persyaratan parameter statistiknya. Pemilihan distribusi yang tidak tepat dapat menyebabkan kesalahan perkiraan yang mungkin cukup besar.

Adapun persyaratan parameter statistik dari masing-masing distribusi tersebut adalah sebagai berikut:

1. Distribusi Normal mempunyai harga  $C_s \approx 0$  dan  $C_k \approx 3$
2. Distribusi Log Normal mempunyai harga  
 $C_s = C_v^3 + 3C_v$  dan  $C_k = C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3$
3. Distribusi Gumbel mempunyai harga  $C_s = 1,139$  dan  $C_k = 5,402$
4. Distribusi Log Pearson III mempunyai nilai  $C_s$  dan  $C_k$  selain parameter statistik untuk distribusi yang lain (normal, log normal, dan gumbel)

Dimana setiap parameter statistik tersebut dicari berdasarkan rumus:

- Nilai rata-rata (*Mean*)

$$\bar{R} = \frac{\sum R}{n}$$

- Deviasi standart (*Deviation Standart*)

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum (R - \bar{R})^2}{n-1}}$$

- Koefisien Variasi (*Variation Coefficient*)

$$C_v = \frac{Sd}{\bar{R}}$$

- Koefisien Kemencengan (*Skewness Coefficient*)

$$C_s = \frac{\sum (R - \bar{R})^3 n}{(n-1)(n-2)Sd^3}$$

- Koefisien Ketajaman (*Kurtosis Coefficient*)

$$C_k = \frac{\sum (R - \bar{R})^4 n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)Sd^4}$$

Data yang digunakan untuk menghitung parameter statistik adalah data curah hujan harian maksimum tahunan dari stasiun hujan keputih yang terdapat pada tabel 4.1. Data curah hujan harian maksimum tersebut diurutkan dari yang terbesar sampai terkecil, kemudian dihitung rata-ratanya ( $\bar{R}$ ). Perhitungan parameter statistik dapat dilihat pada Tabel 4.2:

Tabel 4.2 Perhitungan parameter statistik

Tahun	R (mm)	$\bar{R}$	$(R-\bar{R})$	$(R-\bar{R})^2$	$(R-\bar{R})^3$	$(R-\bar{R})^4$
1989	100,00	96,4	3,60	12,96	46,66	167,96
1990	70,00		-26,40	696,96	-18399,74	485753,24
1991	60,00		-36,40	1324,96	-48228,54	1755519,00
1992	105,00		8,60	73,96	636,06	5470,08
1993	95,00		-1,40	1,96	-2,74	3,84
1994	85,00		-11,40	129,96	-1481,54	16889,60
1995	90,00		-6,40	40,96	-262,14	1677,72
1996	90,00		-6,40	40,96	-262,14	1677,72
1997	115,00		18,60	345,96	6434,86	119688,32
2000	88,00		-8,40	70,56	-592,70	4978,71
2001	103,00		6,60	43,56	287,50	1897,47
2002	123,00		26,60	707,56	18821,10	500641,15
2003	102,00		5,60	31,36	175,62	983,45
2004	58,00		-38,40	1474,56	-56623,10	2174327,19
2005	110,00		13,60	184,96	2515,46	34210,20
2006	140,00		43,60	1900,96	82881,86	3613648,92
2007	127,00		30,60	936,36	28652,62	876770,05
2008	90,00		-6,40	40,96	-262,14	1677,72
2009	120,00		23,60	556,96	13144,26	310204,44
2010	78,00		-18,40	338,56	-6229,50	114622,87
2011	78,00		-18,40	338,56	-6229,50	114622,87
2012	85,00		-11,40	129,96	-1481,54	16889,60
2013	80,00		-16,40	268,96	-4410,94	72339,48
2014	134,00		37,60	1413,76	53157,38	1998717,34
2015	84,00		-12,40	153,76	-1906,62	23642,14
Jumlah	2410,00		0,00	11260,0	60380,40	12247021,12

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Perhitungan parameter statistik untuk data tersebut di atas adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\bar{R} &= \frac{\sum R}{n} = \frac{2410}{25} = 96 \\ Sd &= \sqrt{\frac{\sum (R - \bar{R})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{11260}{24}} = 21,66 \\ Cv &= \frac{Sd}{\bar{R}} = \frac{21,66}{96,4} = 0,225 \\ Cs &= \frac{\sum (R - \bar{R})^3 n}{(n-1)(n-2)Sd^3} = \frac{60380,4 \times 25}{(25-1)(25-2) \times 21,66^3} = 0,296 \\ Ck &= \frac{\sum (R - \bar{R})^4 n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)Sd^4} = \frac{12247021,12 \times 25^2}{(25-1)(25-2)(25-3) \times 21,66^4} = 2,863\end{aligned}$$

Perhitungan sifat parameter statistik distribusi Log Normal:

$$\begin{aligned}Cs &= C_v^3 + 3 C_v \\ &= 0,225^3 + 3 \times 0,225 \\ &= 0,685 \\ Ck &= C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3 \\ &= 0,225^8 + 6 \times 0,225^6 + 15 \times 0,225^4 + 16 \times 0,225^2 + 3 \\ &= 3,847\end{aligned}$$

Hasil perhitungan awal parameter statistik dapat dilihat pada tabel 4.3:

Tabel 4.3 Hasil perhitungan awal parameter statistik

No	Jenis Distribusi	Syarat	Hasil	Keterangan
1	Distribusi Normal	$Cs = 0 \quad Ck = 3$ $Cs = Cv^3 + 3Cv = 0,685$	$Cs = 0,269$ $Ck = 2,863$ $Cs = 0,269$	Tidak Dipilih
2	Distribusi Log Normal	$Ck = Cv^8 + 6Cv^6 + 15Cv^4 + 16Cv^2 + 3 = 3,847$	$Ck = 2,863$	Tidak Dipilih
3	Distribusi Gumbel Tipe 1	$Cs = 1,14$ $Ck = 5,4$	$Cs = 0,269$ $Ck = 2,863$	Tidak Dipilih
4	Distribusi Log Pearson Tipe III	$Cs \quad Ck = \text{bebas}$	bebas	Dipilih

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Berdasarkan dari hasil perhitungan parameter statistik di atas maka metode distribusi yang sesuai adalah Log Pearson Tipe III.

#### 4.1.3 Uji Distribusi Frekuensi

Untuk menentukan kecocokan distribusi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan/mewakili distribusi frekuensi diperlukan pengujian parameter. Pengujian parameter yang akan disajikan adalah:

- Chi-Kuadrat
- Smirnov-Kolmogorov

##### a. Uji Chi-Kuadrat Metode Distribusi Log Pearson III

Pada metode distribusi Log Pearson III sebelum dilakukan uji Chi-Kuadrat dilakukan perhitungan parameter metode distribusi Log Pearson III terlebih dahulu untuk mendapatkan nilai  $\overline{\text{LogR}}$ ,  $\overline{\text{SdLog R}}$ ,  $\text{Cv}$ , dan  $\text{Cs}$ .

Perhitungan parameter metode distribusi Log Pearson III disajikan pada tabel 4.4:

Tabel 4.4 Perhitungan parameter metode distribusi Log Pearson III

No	Tahun	CH (mm)	Log Ri- $\bar{R}$	(LogRi- Log $\bar{R}$ )	(LogRi- Log $\bar{R}$ ) <sup>2</sup>	(LogRi- Log $\bar{R}$ ) <sup>3</sup>
1	1989	100	2	0,02669	0,00071	0,00002
2	1990	70	1,845098	-0,12822	0,01644	-0,00211
3	1991	60	1,778151	-0,19516	0,03809	-0,00743
4	1992	105	2,021189	0,04788	0,00229	0,00011
5	1993	95	1,977724	0,00441	0,00002	0,00000
6	1994	85	1,929419	-0,04389	0,00193	-0,00008
7	1995	90	1,954243	-0,01907	0,00036	-0,00001
8	1996	90	1,954243	-0,01907	0,00036	-0,00001
9	1997	115	2,060698	0,08738	0,00764	0,00067
10	2000	88	1,944483	-0,02883	0,00083	-0,00002
11	2001	103	2,012837	0,03952	0,00156	0,00006
12	2002	123	2,089905	0,11659	0,01359	0,00158
13	2003	102	2,008600	0,03529	0,00125	0,00004
14	2004	58	1,763428	-0,20989	0,04405	-0,00925
15	2005	110	2,041393	0,06808	0,00463	0,00032
16	2006	140	2,146128	0,17281	0,02986	0,00516
17	2014	134	2,127105	0,15379	0,02365	0,00364
18	2007	127	2,103804	0,13049	0,01703	0,00222
19	2009	120	2,079181	0,10587	0,01121	0,00119
20	2008	90	1,954243	-0,01907	0,00036	-0,00001
21	2012	85	1,929419	-0,04389	0,00193	-0,00008
22	2015	84	1,924279	-0,04903	0,00240	-0,00012
23	2013	80	1,903090	-0,07022	0,00493	-0,00035
24	2010	78	1,892095	-0,08122	0,00660	-0,00054
25	2011	78	1,892095	-0,08122	0,00660	-0,00054
Jumlah		2410,00	49,33285	0,00	0,23833	-0,00553
Rata-rata (X)		96,40	1,97331	0,00	0,00953	-0,00022

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Perhitungan parameter statistik data di atas adalah:

$$\overline{\text{LogR}} = \frac{\sum \text{LogR}}{n} = \frac{49.333}{25} = 1,973$$

$$\text{Sd}\overline{\text{LogR}} = \sqrt{\frac{\sum (\text{LogR} - \overline{\text{LogR}})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{0,238}{24}} = 0,10$$

$$\text{Cv} = \frac{\text{Sd}\overline{\text{LogR}}}{\overline{\text{LogR}}} = \frac{0,10}{1,97} = 0,050$$

$$\text{Cs} = \frac{\sum (\text{LogR} - \overline{\text{LogR}})^3 \times n}{(n-1)(n-2)(\text{Sd}\overline{\text{LogR}})^3} = \frac{(-0.00553) \times 25}{(25-1)(25-2)(-0,10)^3} = -0,3$$

Sebelum menentukan persamaan distribusi Log Pearson III apakah dapat digunakan, maka yang harus dilakukan adalah menghitung curah hujan dengan periode ulang tertentu dengan menggunakan persamaan:

$$\text{LogR} = \overline{\text{LogR}} + K \times \text{Sd}\overline{\text{LogR}}$$

Faktor frekuensi untuk distribusi Log Pearson III (K) didapat dari tabel 2.5. (Nilai K Distribusi Log Pearson III), yang digunakan berdasar koefisien kemencengan (Cs) terhadap peluang interval pada masing-masing group. Apabila nilai K tidak ditemukan pada tabel faktor frekuensi untuk distribusi Log Pearson III, maka nilai K dapat dihitung dengan cara interpolasi.

Perhitungan curah hujan periode ulang t untuk distribusi Log Pearson III berdasar perhitungan pada tabel 4.4. diperoleh harga pada tabel 4.5:

Tabel 4.5 Hasil Perhitungan K, Log R Distribusi Log Pearson III

Peluang	K	Log R
0,8	-0,84	1,89
0,6	-0,25	1,95
0,4	0,25	2,00
0,2	0,84	2,06

(Sumber: Hasil Perhitungan)



Persamaan distribusi di atas:

$$\text{LogR} = \overline{\text{LogR}} + K \times \text{SdLogR}$$

$$\text{LogR} = 1,98 + K \times 0,10$$

Contoh perhitungan pada peluang 0,8:

$$\text{LogR} = \overline{\text{LogR}} + K \times \text{SdLogR}$$

$$\text{LogR} = 1,98 + K \times 0,10$$

$$\text{LogR} = 1,98 + (-0,84) \times 0,10$$

$$\text{LogR} = 1,89$$

Setelah Log R didapat, maka nilai Log R diposisikan sesuai dengan interval sub kelompok kemudian dilakukan pendataan  $O_i$  dan  $E_i$ . Hasil uji Chi-Kuadrat pada distribusi Log Pearson III dapat dilihat pada tabel 4.6:

Tabel 4.6 Hasil Perhitungan Uji Chi-Kuadrat pada Distribusi Log Pearson III

Kemungkinan	$E_i$	$O_i$	$(O_i - E_i)$	$(O_i - E_i)^2/E_i$
$R \leq 1,89$	5	3	-2	0,80
$1,89 < R \leq 1,95$	5	7	2	0,80
$1,95 < R \leq 2,00$	5	5	0	0,00
$2,00 < R \leq 2,06$	5	4	-1	0,20
$2,06 < R$	5	6	1	0,20
Jumlah	25	25	0	2,00

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Contoh perhitungan:

$$E_i = n/G$$

$$= 25/5 = 5$$

$$\text{Sub Kelompok (G)} = 1 + 1,33 \ln n$$

$$= 25/5 = 5$$

$$\text{Derajat Kebebasan (Dk)} = G - R - 1$$

R	= 2 (nilai R=2, untuk distribusi normal dan binominal dan nilai R=1, untuk distribusi Poisson)
Nilai Chi-Kuadrat Hitung	= 2
Derajat Signifikan Alpha	= 5%
Tingkat Kepercayaan	= 95%
Chi Teoritis	= 5,99 (Lihat tabel 2.7 Nilai Chi-Kuadrat)

Dari perhitungan di atas dapat diketahui apabila nilai Chi Kuadrat hitung = 2 dan Chi Teoritis = 5,99. Sehingga Chi Kuadrat lebih kecil dari Chi Teoritis dan distribusi Log Pearson III dapat digunakan dalam perhitungan.

- b. Uji Smirnov-Kolmogorov Metode Distribusi Log Pearson III  
 Uji Smirnov-Kolmogorov dilakukan dengan tujuan untuk menyaring metode distribusi yang lolos dari uji kesesuaian distribusi frekuensi metode Chi-Kuadrat. Prosedur perhitungan uji Smirnov-Kolmogorov dapat dilihat pada tinjauan pustaka.

Contoh perhitungan:

$$\begin{aligned}
 \overline{\text{LogR}} &= 1,97 \\
 \text{Sd}\overline{\text{LogR}} &= 0,0997 \\
 P(R) &= \frac{m}{n+1} = \frac{1}{25+1} = 0,05 \\
 P(R<) &= 1 - P(R) = 1 - 0,05 = 0,95 \\
 F(t) &= \frac{\text{LogR} - \overline{\text{LogR}}}{\text{Sd}\overline{\text{LogR}}} = \frac{2,15 - 1,97}{0,0997} = 1,73 \\
 P'(R) &= 1 - 0,958 = 0,042 \text{ (Didapatkan dari tabel wilayah luas dibawah kurva normal, tabel dapat di lihat pada lampiran)} \\
 P'(R<) &= 1 - P'(R) = 1 - 0,042 = 0,958 \\
 D &= P'(R<) - P(R<) = 0,958 - 0,962 = -0,003
 \end{aligned}$$

Perhitungan uji Smirnov-Kolmogorov distribusi Log Pearson III disajikan pada tabel 4.7, pada tabel 1' yang dimaksud adalah angka 1 bukan kolom 1:

Tabel 4.7 Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Metode  
Distribusi Log Pearson III

m	Log R	(LogRi- Log $\bar{R}$ )	P(Ri)	P(Ri<)	f(t)	P'(Ri)	P'(Ri<)	D
1	2	3	4	5=1'-4	6	7	8=1'-7	9 = 5-8
1	2,15	0,17281	0,038	0,962	1,73	0,042	0,958	-0,003
2	2,13	0,15379	0,077	0,923	1,54	0,062	0,938	0,015
3	2,10	0,13049	0,115	0,885	1,31	0,095	0,905	0,020
4	2,09	0,11659	0,154	0,846	1,17	0,121	0,879	0,033
5	2,08	0,10587	0,192	0,808	1,06	0,145	0,855	0,048
6	2,06	0,08738	0,231	0,769	0,88	0,189	0,811	0,041
7	2,04	0,06808	0,269	0,731	0,68	0,248	0,752	0,021
8	2,02	0,04788	0,308	0,692	0,48	0,316	0,684	-0,008
9	2,01	0,03952	0,346	0,654	0,40	0,345	0,655	0,002
10	2,01	0,03529	0,385	0,615	0,35	0,363	0,637	0,021
11	2,00	0,02669	0,423	0,577	0,27	0,394	0,606	0,029
12	1,98	0,00441	0,462	0,538	0,04	0,484	0,516	-0,022
13	1,95	-0,01907	0,500	0,500	-0,19	0,575	0,425	-0,075
14	1,95	-0,01907	0,538	0,462	-0,19	0,575	0,425	-0,037
15	1,95	-0,01907	0,577	0,423	-0,19	0,575	0,425	0,002
16	1,94	-0,02883	0,615	0,385	-0,29	0,614	0,386	0,001
17	1,93	-0,04389	0,654	0,346	-0,44	0,670	0,330	-0,016
18	1,93	-0,04389	0,692	0,308	-0,44	0,670	0,330	0,022
19	1,92	-0,04903	0,731	0,269	-0,49	0,688	0,312	0,043
20	1,90	-0,07022	0,769	0,231	-0,70	0,758	0,242	0,011
21	1,89	-0,08122	0,808	0,192	-0,82	0,794	0,206	0,014
22	1,89	-0,08122	0,846	0,154	-0,82	0,794	0,206	0,052
23	1,85	-0,12822	0,885	0,115	-1,29	0,902	0,099	-0,017
24	1,78	-0,19516	0,923	0,077	-1,96	0,975	0,025	-0,052
25	1,76	-0,20989	0,962	0,038	-2,11	0,983	0,017	-0,021
							Dmax=	0,052

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Dari perhitungan di atas didapatkan  $D$  maksimum = 0,052. Sedangkan harga  $D_0$  adalah :  $D_0 = \frac{1,36}{\sqrt{N}} = \frac{1,36}{\sqrt{25}} = 0,27$  Karena  $D_{max} < D_0 \rightarrow 0,052 < 0,27$ , maka Distribusi Log Pearson III dapat digunakan.

#### 4.1.4 Perhitungan Hujan Rencana

Hujan rencana adalah curah hujan terbesar tahunan di suatu daerah dengan peluang yang mungkin terjadi. Perhitungan curah hujan rencana dilakukan menggunakan Metode Distribusi Log Perason III dikarenakan hasil uji distribusi dan uji kecocokan lolos dengan Metode Distribusi Log Pearson, sedangkan dengan Metode Distribusi Gumbel dalam uji Chi-Kuadrat nilai Chi-Kuadrat hitung terlalu tinggi. Perhitungan curah hujan rencana yang dilakukan adalah pada periode ulang 2 dan 5 tahun. Berdasarkan perhitungan Metode Distribusi Log Pearson III diperoleh nilai:

$$\overline{\text{LogR}} = 1,973$$

$$\text{Sd}\overline{\text{LogR}} = 0,10$$

$$C_s = -0,3$$

- Untuk  $T = 2$  tahun

$$K = 0,05$$

$$\begin{aligned}\text{Log } R_2 &= \overline{\text{LogR}} + (K \cdot \text{Sd}) \\ &= 1,97 + (0,05 \cdot 0,10) \\ &= 1,98\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_{t_2} &= 10^{\overline{\text{LogR}}} \\ &= 10^{1,97} = 95,13\end{aligned}$$

- Untuk  $T = 5$  tahun

$$K = 0,85$$

$$\begin{aligned}\text{Log } R_2 &= \overline{\text{LogR}} + (K \cdot \text{Sd}) \\ &= 1,97 + (0,85 \cdot 0,10) \\ &= 2,06\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_{t_2} &= 10^{\overline{\text{LogR}}} \\ &= 10^{1,97} = 114,37\end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas dapat dilihat pada tabel 4.8:

Tabel 4.8 Perhitungan Curah Hujan Harian Maksimum

Periode Ulang	Curah Hujan Rata-rata	Standart Deviasi	Faktor Distribusi	Hujan Harian Maksimum	Hujan Harian Maksimum
(T)	$(\overline{\text{Log}R})$	(Sd)	(K)	(LogR)	(R <sub>t</sub> )
2	1,97	0,10	0,05	1,98	95,13
5	1,97	0,10	0,85	2,06	114,37

(Sumber: Hasil Perhitungan)

#### 4.1.5 Analisis Waktu Konsentrasi

Waktu konsentrasi DAS adalah waktu yang diperlukan oleh butiran air untuk bergerak dari titik jatuh pada daerah pengaliran ke titik tinjauan. Waktu konsentrasi dapat dihitung dengan rumus:

$$T_c = T_0 + T_f$$

Dengan:

$T_c$  = Waktu konsentrasi (jam)

$T_f$  = Waktu yang diperlukan air untuk mengalir di sepanjang *channel flowing* (jam)

$T_0$  = Waktu yang diperlukan air hujan untuk mengalir di permukaan hinga mencapai outlet (jam)



Gambar 4.1 Titik Kontrol Saluran

Pada gambar 4.1 merupakan gambar titik kontrol saluran untuk menghitung analisi waktu konsentrasi, untuk gambar lebih jelasnya dapat dilihat pada lampiran gambar ke-6. Perhitungan waktu konsentrasi pada saluran daerah Gebang Lor adalah sebagai berikut:

a. Perhitungan  $T_f$

Perhitungan  $T_f$  menggunakan persamaan 2.34. Berikut ini adalah salah satu contoh perhitungan  $T_f$  pada saluran sekunder Gebang Lor. Perhitungan  $T_f$  saluran tersier dapat dilihat pada tabel 4.9, perhitungan  $T_f$  pada saluran sekunder dapat dilihat pada tabel 4.10.

$$T_f = \frac{L}{V}$$

Dengan:

$L$  = Panjang saluran (m)

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= 1,1869 \text{ m/det}$$

$$T_f = \frac{545 \text{ m}}{1,1869 \text{ m/det}} = 0,128 \text{ jam}$$

Tabel 4.9 Perhitungan  $T_f$  Tersier

No	Nama Saluran	L (m)	V (m/det)	$T_f$ (jam)
1	Sal. Gebang Kidul	554,70	1,423	0,108
2	Sal. Mleto	224,30	1,478	0,042
3	Sal. Kertajaya Indah Tengah	168,90	0,487	0,096
4	Sal. Klampis Jaya	306,40	0,448	0,190
5	Sal. Tersier Manyar Kertoadi	301,00	0,429	0,195
6	Sal. Kertajaya Indah Timur 1	197,35	0,429	0,128
7	Sal. Kertajaya Indah Timur 2	205,80	0,394	0,145

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.10 Perhitungan  $T_f$  Sekunder

No	Nama Saluran	L (m)	V (m/det)	$T_f$ (jam)
1	Sal. Manyar Kertoadi 1	605,50	1,056	0,159
2	Sal. Manyar Kertoadi 2	431,70	1,056	0,113
3	Sal. Gebang Lor	545,00	1,186	0,128
4	Sal. ITS Tengah	524,30	1,169	0,125
5	Sal. Raya ITS	1296,40	1,236	0,291

(Sumber: Hasil Perhitungan)

b. Perhitungan  $T_0$ 

Perhitungan  $T_0$  menggunakan rumus Kirpich pada persamaan 2.30, berikut ini adalah salah satu contoh perhitungan  $T_0$  pada lahan A.

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0,0195 \left( \frac{L_0}{\sqrt{I_0}} \right)^{0,77} \\
 &= 0,0195 \left( \frac{169,90}{\sqrt{0,0002}} \right)^{0,77} \\
 &= 25,35 \text{ menit} \\
 &= 0,423 \text{ jam}
 \end{aligned}$$

Dengan:

$L_0$  = Jarak titik terjauh lahan terhadap sistem saluran yang ditinjau

$I_0$  = Kemiringan rata-rata permukaan tanah ke saluran yang Ditinjau

c. Perhitungan  $T_c$ 

Contoh perhitungan waktu konsentrasi ( $T_c$ ) pada lahan A.

$$\begin{aligned}
 T_c &= T_0 + T_f \\
 &= 0,423 \text{ jam} + 0,042 \text{ jam} \\
 &= 0,465 \text{ jam}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.11 Perhitungan  $T_c$  pada Tersier Lahan A

Titik Kontrol	Lahan	$L_0$ (m)	$I_0$	$T_0$	$T_f$	$T_c$
1.A	A	169,90	0,0002	0,423		0,423
1	A			0,423	0,042	0,465

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.12 Perhitungan  $T_c$  pada Tersier Lahan B

Titik Kontrol	Lahan	$L_0$ (m)	$I_0$	$T_0$	$T_f$	$T_c$
1.B	B	454,65	0,0003	0,792		0,792
1	B			0,792	0,096	0,888

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.13 Perhitungan  $T_c$  pada Tersier Lahan C

Titik Kontrol	Lahan	$L_0$ (m)	$I_0$	$T_0$	$T_f$	$T_c$
1.C	C	430,35	0,0003	0,743		0,743
1	C			0,743	0,190	0,933

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.14 Perhitungan  $T_c$  pada Tersier Lahan D

Titik Kontrol	Lahan	$L_0$ (m)	$I_0$	$T_0$	$T_f$	$T_c$
2.D	D	373,85	0,0004	0,632		0,632
2	D			0,632	0,128	0,759

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.15 Perhitungan  $T_c$  pada Tersier Lahan E

Titik Kontrol	Lahan	$L_0$ (m)	$I_0$	$T_0$	$T_f$	$T_c$
2.E	E	351,7	0,0004	0,589		0,589
2	E			0,589	0,195	0,783

(Sumber: Hasil Perhitungan)



Tabel 4.16 Perhitungan  $T_c$  pada Tersier Lahan F

Titik Kontrol	Lahan	$L_0$ (m)	$I_0$	$T_0$	$T_f$	$T_c$
3.F	F	505,50	0,0002	0,975		0,975
3	F			0,975	0,145	1,120

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.17 Perhitungan  $T_c$  pada Tersier Lahan G

Titik Kontrol	Lahan	$L_0$ (m)	$I_0$	$T_0$	$T_f$	$T_c$
5.G	G	179,90	0,0008	0,279		0,279
5				0,279	0,108	0,387

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.18 Perhitungan  $T_c$  Maksimum

Titik Kontrol	Lahan	$T_0$	$T_f$	$T_c$	Keterangan
1	A	0,465		0,465	
	B	0,888		0,888	
	C	0,933		0,933	$T_c$ maks 1
2	$T_c$ maks 1	0,933	0,159	1,092	$T_c$ maks 2
	D	0,759		0,759	
	E	0,783		0,783	
3	$T_c$ maks 2	1,092	0,113	1,206	$T_c$ maks 3
	F	1,120		1,120	
5	G	0,387		0,387	$T_c$ maks 5
4	$T_c$ maks 3	1,206	0,128	1,333	$T_c$ maks 4
	$T_c$ maks 5	0,387	0,125	0,512	

(Sumber: Hasil Perhitungan)

#### 4.1.6 Perhitungan Intensitas Curah Hujan (I)

Dari peta jaringan dapat diketahui data dari setiap saluran. Dari hasil perhitungan curah hujan rencana dapat diketahui besarnya intensitas curah hujan periode ulang 2 dan 5 tahun dengan menggunakan rumus Mononobe, yaitu:

$$I_t = \frac{R_{24}}{24} \left[ \frac{24}{T_c} \right]^{2/3}$$

Dengan:

$I_t$  = Intensitas hujan dalam 1 jam (mm/jam)

$R_{24}$  = Curah hujan efektif dalam 1 jam

$T_c$  = Waktu konsentrasi

Contoh perhitungan intensitas curah hujan periode ulang 2 tahun di saluran sekunder Gebang Lor. Perhitungan intensitas curah hujan lainnya dapat dilihat pada tabel 4.19.

$$\begin{aligned} I_t &= \frac{R_{24}}{24} \left[ \frac{24}{T_c} \right]^{2/3} \\ &= \frac{114,37 \text{ mm}}{24} \left[ \frac{24}{1,206 \text{ jam}} \right]^{2/3} \\ &= 35,00 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

Tabel 4.19 Perhitungan Intensitas Curah Hujan

No	Nama Saluran	Jenis Saluran	T <sub>c</sub> (jam)	R2 (mm)	R5 (mm)	I (mm/jam)	
						2 Tahun	5 Tahun
1	Sal. Mleto	Tersier	0,423			58,56	70,41
2	Sal. Kertajaya Indah Tengah	Tersier	0,792			38,53	46,32
3	Sal. Klampis Jaya	Tersier	0,743			40,19	48,32
4	Sal. Manyar Kertoadi 1	Sekunder	0,933			34,54	41,52
5	Sal. Tersier Manyar Kertoadi	Tersier	0,589			46,95	56,45
6	Sal. Kertajaya Indah Timur 1	Tersier	0,632	95,13	114,37	44,79	53,85
7	Sal. Manyar Kertoadi 2	Sekunder	1,092			31,10	37,39
8	Sal. Kertajaya Indah Timur 2	Tersier	0,975			33,53	40,31
9	Sal. Gebang Lor	Sekunder	1,206			29,11	35,00
10	Sal. Gebang Kidul	Tersier	0,279			77,29	92,92
11	Sal. ITS Tengah	Sekunder	0,387			62,10	74,67
12	Sal. Raya ITS	Sekunder	1,333			27,22	32,73

(Sumber: Hasil Perhitungan)

#### 4.1.7 Perhitungan Debit Banjir Rencana (Metode Rasional)

Dengan menggunakan metode Rasional perhitungan debit banjir rencana seperti persamaan 2.32, dari data yang telah diperoleh diatas maka dapat dihitung debit banjir rencananya.

Sebagai contoh perhitungan debit banjir rencana metode rasional saluran Gebang Lor

Diketahui:

$\beta = 1$ , berdasarkan Tabel 2.11 Koefisien Penyebaran Hujan ( $\beta$ ),  
dengan luas DAS 0-4 km<sup>2</sup> maka  $\beta = 1$

$$C_{gab} = 0,689$$

$$I_2 = 29,11 \text{ mm/jam}$$

$$I_5 = 35,00 \text{ mm/jam}$$

$$A = 1,303 \text{ km}^2$$

Debit banjir rencana

$$Q = \frac{1}{3,6} \times \beta \times C_{gab} \times I_t \times A$$

$$Q_5 = \frac{1}{3,6} \times 1 \times 0,689 \times 35,00 \times 1,303$$

$$Q_5 = 8,7321 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Untuk perhitungan berikutnya bisa dilihat pada tabel 4.20:

Tabel 4.20 Perhitungan Debit Banjir Rencana (Metode Rasional)

No.	Nama Saluran	Jenis Saluran	$\beta$	I (mm/jam)		$C_{gab}$	A (km <sup>2</sup> )	Q rencana (m <sup>3</sup> /det)
				2 Tahun	5 Tahun			
1	Sal. Mleto	Tersier	1	58,56	70,41	0,600	0,133	1,2980
2	Sal. Kertajaya Indah Tengah	Tersier	1	38,53	46,32	0,600	0,162	1,0376
3	Sal. Klampis Jaya	Tersier	1	40,19	48,32	0,600	0,266	1,7818
4	Sal. Manyar Kertoadi 1	Sekunder	1	34,54	41,52	0,600	0,428	2,9586
5	Sal. Tersier Manyar Kertoadi	Tersier	1	46,95	56,45	0,600	0,365	2,8536
6	Sal. Kertajaya Indah Timur 1	Tersier	1	44,79	53,85	0,600	0,365	2,7248
7	Sal. Manyar Kertoadi 2	Sekunder	1	31,10	37,39	0,600	0,730	4,5487
8	Sal. Kertajaya Indah Timur 2	Tersier	1	33,53	40,31	0,689	0,141	0,9078
9	Sal. Gebang Lor	Sekunder	1	29,11	35,00	0,689	1,303	8,7321
10	Sal. Gebang Kidul	Tersier	1	77,29	92,92	0,620	0,326	4,3392
11	Sal. ITS Tengah	Sekunder	1	62,10	74,67	0,557	0,411	4,7493
12	Sal. Raya ITS	Sekunder	1	27,22	32,73	0,630	4,630	26,5194

(Sumber: Hasil Perhitungan)

#### 4.1.8 Debit Rencana (Metode HSS Nakayassu)

Pada perhitungan perencanaan pompa dibutuhkan debit jam-jaman. Metode yang digunakan untuk memperoleh debit jam-jaman adalah metode Unit Hidrograf Nakayassu. Sehingga perumusan perhitungan rata-rata sampai jam ke-t berdasarkan laporan *Surabaya Drainage Master Plan* sebagai landasan menggunakan hujan terpusatnya adalah selama 5 jam. Adapun perumusannya sebagai berikut:

$$R_t = \frac{R_{24}}{T} \left(\frac{T}{t}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$R't = t \times R_t - (t - 1) R_{(t-1)}$$

Keterangan:

$R_t$  = Rata tinggi hujan dari permulaan sampai jam ke t (mm)

$R_{24}$  = Tinggi hujan harian dalam 24 jam (mm)

$t$  = Waktu hujan (jam)

$T$  = Lama waktu hujan waktu terpusat (jam)

$R't$  = Tinggi hujan rata-rata pada jam t (mm)

$R_{(t-1)}$  = Rata-rata tinggi hujan dari permulaan sampai jam ke t

Perhitungan tingi hujan efektif, menggunakan rumus berikut:

$$R_e = C \times R_i$$

Keterangan:

$R_e$  = Tinggi hujan efektif (mm)

$R_i$  = Tinggi hujan rencana (mm)

$C$  = Koefisien pengaliran rata-rata

Hujan terpusat selama 5 jam

$$R_t = \frac{R_{24}}{T} \left(\frac{5}{1}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,585 R_{24}$$

$$R_t = \frac{R_{24}}{T} \left(\frac{5}{2}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,368 R_{24}$$

$$R_t = \frac{R_{24}}{T} \left(\frac{5}{3}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,281 R_{24}$$

$$R_t = \frac{R_{24}}{T} \left(\frac{5}{4}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,232 R_{24}$$

$$R_t = \frac{R_{24}}{T} \left(\frac{5}{5}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,200 R_{24}$$

Berdasarkan pengamatan maka curah hujan jam ke-t, dapat ditabelkan sebagai pada tabel 4.21:

Tabel 4.21 Rata-rata Hujan Harian  
Sampai Jam Ke-t

No.	T (jam)	R <sub>t</sub> (mm)
1	1	0,585
2	2	0,368
3	3	0,281
4	4	0,232
5	5	0,200

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Distribusi hujannya sebagai berikut:

$$R_t = R_{t_1} = 0,585 R_{24}$$

$$R_{t_2} = 2R_{t_2} - 1R_{t_1} = 0,152 R_{24}$$

$$R_{t_3} = 2R_{t_3} - 1R_{t_2} = 0,107 R_{24}$$

$$R_{t_4} = 2R_{t_4} - 1R_{t_3} = 0,085 R_{24}$$

$$R_{t_5} = 2R_{t_5} - 1R_{t_4} = 0,072 R_{24}$$

Tabel 4.22 Rata-rata Hujan Pada Jam Ke-t

No.	T (jam)	R <sub>t</sub> (mm)	$t \times R_t$	$(t - 1) \times R_{(t-1)}$	R' <sub>t</sub> (mm)
1	1	0,585	0,585	0	0,585
2	2	0,368	0,737	0,585	0,152
3	3	0,281	0,843	0,737	0,107
4	4	0,232	0,928	0,843	0,085
5	5	0,200	1,000	0,928	0,072

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Rumus menghitung  $R'_t$ :

$$R'_t = t \times R_t - (t - 1) \times R_{(t-1)}$$

Besarnya curah hujan efektif dinyatakan dalam rumus

$$R_e = C \times R_i$$

Untuk mencari besarnya curah hujan efektif dibutuhkan data sebagai berikut:

- Koefisien pengaliran  $C = 0,619$
- Hujan jam-jaman untuk periode ulang 5 tahun
- Waktu 0-1 jam
- Curah hujan rencana  $R_i = 114,37 \text{ mm}$

Maka besarnya curah hujan efektif dapat ditentukan dengan perhitungan sebagai berikut:

$$R_e = C \times R_i$$

$$R_e = 0,619 \times 114,37 \text{ mm}$$

$$R_e = 74,67$$

Tabel 4.23 Tinggi Curah Hujan Efektif

No.	Periode Ulang	$R_i$ (mm)	C	$R_e$
1	1,0101	52,46	0,619	32,473
2	1,25	77,86		48,198
3	2	95,13		58,888
4	5	114,37		70,802
5	10	125,14		77,466
6	25	137,10		84,873
7	50	145,10		89,822
8	100	152,40		94,343
9	200	159,19		98,547
10	1000	173,73		107,550

(Sumber: Hasil Perhitungan)



Tabel 4.24 Distribusi Curah Hujan Rencana Efektif Jam-jaman

Waktu Hujan (jam)	Rasio (Rt) (%)	Curah Hujan Jam-jaman (mm) 5 Tahun
1	0,585	41,405
2	0,152	10,762
3	0,107	7,549
4	0,085	6,010
5	0,072	5,075

(Sumber: Hasil Perhitungan)

#### 4.1.9 Perhitungan Debit Rencana (Metode HSS Nakayassu)

Berikut adalah perhitungan saluran menggunakan metode HSS Nakayassu:

- a. Saluran Gebang Lor memiliki data-data penunjang untuk perhitungan debit rencana menggunakan metode HSS Nakayassu, data saluran Gebang Lor sebagai berikut:

Luas *catchment area* = 1,303 km<sup>2</sup>

Panjang saluran utama = 1,582 km

Koefisien pengaliran (C) = 0,619

Unit hujan efektif (R<sub>0</sub>) = 1 mm

Parameter hidrograf ( $\alpha$ ) = 3

1. Tegangan waktu antara hujan sampai debit puncak (t<sub>g</sub>) dikarenakan  $L < 15$ , maka:

$$t_g = 0,21 L^{0,7}$$

$$t_g = 0,21 \times (1,582 \text{ km})^{0,7}$$

$$t_g = 0,290 \text{ jam}$$

2. Satuan waktu hujan (t<sub>r</sub>) karena  $0 < t_r < 1$ , maka diasumsikan

$$t_r = 0,75 t_g$$

$$t_r = 0,75 t_g$$

$$t_r = 0,75 \times 0,290 \text{ jam}$$

$$t_r = 0,217 \text{ jam}$$

3. Waktu awal hujan sampai puncak banjir

$$t_p = t_g + 0,8 t_r$$

$$t_p = 0,290 \text{ jam} + 0,8 \times 0,217 \text{ jam}$$

$$t_p = 0,463 \text{ jam}$$

4. Penurunan debit puncak sampai 30% ( $T_{0,3}$ )

$$T_{0,3} = \alpha t_g$$

$$T_{0,3} = 3 \times 0,290 \text{ jam}$$

$$T_{0,3} = 0,869 \text{ jam}$$

5. Debit puncak ( $Q_p$ )

$$Q_p = \frac{C \times A \times R_0}{3,6 \times (0,3 T_p + T_{0,3})}$$

$$Q_p = \frac{0,619 \times 1,303 \text{ km}^2 \times 1 \text{ mm}}{3,6 \times (0,3 \times 0,463 \text{ jam} + 0,869 \text{ jam})}$$

$$Q_p = 0,222 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Syarat untuk persamaan lengkung hidrograf Nakayassu

a. Untuk lengkung naik:

$$t \leq t_p$$

$$t \leq 0,463 \text{ jam}$$

b. Untuk lengkung turun I

$$t_p \leq t \leq t_p + T_{0,3}$$

$$0,463 \text{ jam} \leq t \leq 1,332 \text{ jam}$$

c. Untuk lengkung turun II

$$t_p + T_{0,3} \leq t \leq t_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$$

$$1,332 \text{ jam} \leq t \leq 2,635 \text{ jam}$$

d.  $t \leq t_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$

$$t \leq 2,635 \text{ jam}$$

Dari persamaan di atas, maka hasil waktu lengkung hidrograf setelah dimasukan dalam persamaan hidrograf satuan Nakayassu dapat dilihat pada tabel 4.25:

Tabel 4.25 Waktu Lengkung Hidrograf Nakayassu *Catchment Area* Saluran Gebang Lor

No	Karakteristik	Notasi	Awal (jam)		Akhir (jam)	
			Notasi	Nilai	Notasi	Nilai
1	Lengkung naik	$Qd_0$	0	0	$t_p$	0,463
2	Lengkung turun tahap I	$Qd_1$	$t_p$	0,463	$T_p + T_{0,3}$	1,332
3	Lengkung turun tahap II	$Qd_2$	$T_p + T_{0,3}$	1,332	$T_p + 2,5T_{0,3}$	2,635
4	Lengkung turun tahap III	$Qd_3$	$T_p + 2,5T_{0,3}$	2,635	24	24

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.26 Persamaan Lengkung Hidrograf Nakayassu

No	Karakteristik	Notasi	Persamaan
1	Lengkung naik	$Qd_0$	$Q_p \left(\frac{t}{t_p}\right)^{2,4}$
2	Lengkung turun tahap I	$Qd_1$	$Q_p \times 0,3^{\frac{(t-t_p)}{T_{0,3}}}$
3	Lengkung turun tahap II	$Qd_2$	$Q_p \times 0,3^{\frac{(t-T_p)+(0,5 T_{0,3})}{(1,5 T_{0,3})}}$
4	Lengkung turun tahap III	$Qd_3$	$Q_p \times 0,3^{\frac{(t-T_p)+(1,5 T_{0,3})}{(2 T_{0,3})}}$

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.27 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayassu  $Qd_0$

t (jam)	Notasi	Persamaan	$Q_t$ m <sup>3</sup> /detik
0,00	$Qd_0$	$Q_p \left(\frac{t}{t_p}\right)^{2,4}$	0,00000000
0,18			0,02213634
0,19			0,02752027
0,46			0,22243640

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.28 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayassu Qd<sub>1</sub>

t (jam)	Notasi	Persamaan	Q <sub>t</sub> m <sup>3</sup> /detik
0,50	Qd <sub>1</sub>	$Q_p \times 0,3^{(t-t_p)/T_{0,3}}$	0,21139159
0,60			0,18403072
1,33			0,06673092

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.29 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayassu Qd<sub>2</sub>

t (jam)	Notasi	Persamaan	Q <sub>t</sub> m <sup>3</sup> /detik
1,30	Qd <sub>2</sub>	$Q_p \times 0,3^{(t-T_p)+(0,5 T_{0,3})/(1,5 T_{0,3})}$	0,06872502
1,85			0,04134198
1,90			0,03947530
1,95			0,03769291
2,00			0,03599100
2,63			0,02001928

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.30 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayassu Qd<sub>3</sub>

t (jam)	Notasi	Persamaan	Q <sub>t</sub> m <sup>3</sup> /detik
2,70	Qd <sub>3</sub>	$Q_p \times 0,3^{(t-T_p)+(1,5 T_{0,3})/(2 T_{0,3})}$	0,01913448
3,00			0,01554249
3,10			0,01450180
3,15			0,01400869
3,20			0,01353079
3,25			0,01306995
3,77			0,00912396

Tabel 4.30 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayassu  $Qd_3$   
(Lanjutan)

t (jam)	Notasi	Persamaan	$Q_t$ $m^3/detik$
4,00			0,00777202
5,00			0,00388640
6,00			0,00194339
7,00			0,00097179
8,00			0,00048594
9,00			0,00024300
10,00			0,00012151
11,00			0,00006076
12,00			0,00003038
13,00			0,00001519
14,00	$Qd_3$	$Q_p \times 0,3^{\frac{(t-T_p)+(1,5 T_{0,3})}{(2 T_{0,3})}}$	0,00000760
15,00			0,00000380
16,00			0,00000190
17,00			0,00000095
18,00			0,00000048
19,00			0,00000024
20,00			0,00000012
21,00			0,00000006
22,00			0,00000003
23,00			0,00000001
24,00			0,00000001

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Besar hidrograf banjir  $Q_5$  ( $m^3/detik$ ) dapat dihitung dengan mengalikan besar hidrograf satuan Nakayassu  $Q_t$  ( $m^3/detik$ ). Perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada tabel 4.31:

Tabel 4.31 Hidrograf Banjir  $Q_5$  *Catchment Area* Saluran Gebang Lor

No.	t (jam)	$Q_t$ ( $m^3/dt$ )	R1 41,405	R2 10,762	R3 7,549	R4 6,010	R5 5,075	$Q_5$ ( $m^3/dt$ )
1	0,00	0,000	0					0,000000
2	0,18	0,028	1,1395	0				1,139485
3	0,19	0,222	9,2100	2,3939	0			11,603924
4	0,46	0,211	8,7527	2,2750	1,5959	0		12,623617
5	0,50	0,184	7,6198	1,9806	1,3893	1,1060	0	12,095747
6	0,60	0,067	2,7630	0,7182	0,5038	0,4011	0,3387	4,724685
7	1,33	0,043	1,7927	0,4660	0,3269	0,2602	0,2197	3,065510
8	1,80	0,041	1,7118	0,4449	0,3121	0,2485	0,2098	2,927096
9	1,85	0,039	1,6345	0,4248	0,2980	0,2372	0,2003	2,794931
10	1,90	0,038	1,5607	0,4057	0,2846	0,2265	0,1913	2,668734
11	1,95	0,036	1,4902	0,3873	0,2717	0,2163	0,1827	2,548236
12	2,00	0,020	0,8289	0,2154	0,1511	0,1203	0,1016	1,417405
13	2,63	0,019	0,7923	0,2059	0,1445	0,1150	0,0971	1,354760
14	2,70	0,016	0,6435	0,1673	0,1173	0,0934	0,0789	1,100440

Tabel 4.31 Hidrograf Banjir Q<sub>5</sub> *Catchment Area* Saluran Gebang Lor (Lanjutan)

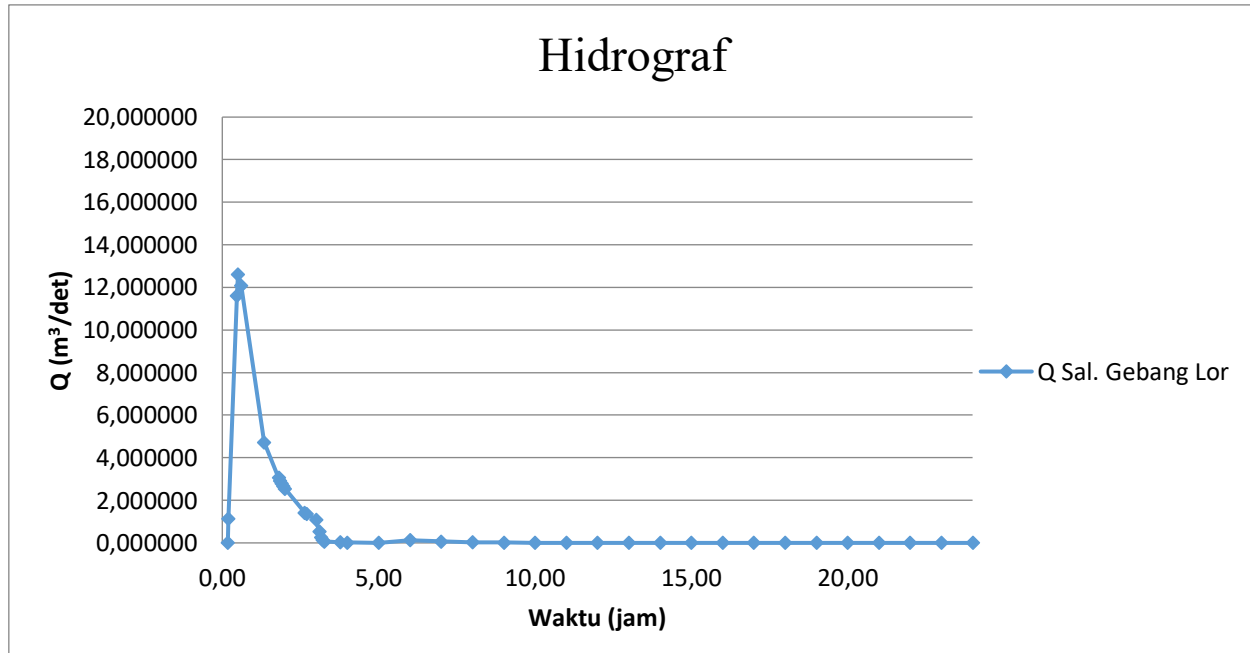
No.	t (jam)	Qt (m <sup>3</sup> /dt)	R1 41,405	R2 10,762	R3 7,549	R4 6,010	R5 5,075	Q5 (m <sup>3</sup> /dt)
15	3,00	0,008	0,3218	0,0836	0,0587	0,0467	0,0394	0,550275
16	3,10	0,004	0,1609	0,0418	0,0293	0,0234	0,0197	0,275165
17	3,15	0,002	0,0805	0,0209	0,0147	0,0117	0,0099	0,137596
18	3,20	0,001	0,0402	0,0105	0,0073	0,0058	0,0049	0,068805
19	3,25	0,000	0,0201	0,0052	0,0037	0,0029	0,0025	0,034406
20	3,77	0,000	0,0101	0,0026	0,0018	0,0015	0,0012	0,017205
21	4,00	0,000	0,0050	0,0013	0,0009	0,0007	0,0006	0,008603
22	5,00	0,002	0,0805	0,0209	0,0147	0,0117	0,0099	0,137596
23	6,00	0,001	0,0402	0,0105	0,0073	0,0058	0,0049	0,068805
24	7,00	0,000	0,0201	0,0052	0,0037	0,0029	0,0025	0,034406
25	8,00	0,000	0,0101	0,0026	0,0018	0,0015	0,0012	0,017205
26	9,00	0,000	0,0050	0,0013	0,0009	0,0007	0,0006	0,008603
27	10,00	0,000	0,0025	0,0007	0,0005	0,0004	0,0003	0,004302
28	11,00	0,000	0,0013	0,0003	0,0002	0,0002	0,0002	0,002151

Tabel 4.31 Hidrograf Banjir Q<sub>5</sub> *Catchment Area* Saluran Gebang Lor (Lanjutan)

No.	t (jam)	Qt (m <sup>3</sup> /dt)	R1 41,405	R2 10,762	R3 7,549	R4 6,010	R5 5,075	Q5 (m <sup>3</sup> /dt)
29	12,00	0,000	0,0006	0,0002	0,0001	0,0001	0,0001	0,001076
30	13,00	0,000	0,0003	0,0001	0,0001	0,0000	0,0000	0,000538
31	14,00	0,000	0,0002	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000269
32	15,00	0,000	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000135
33	16,00	0,000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000067
34	17,00	0,000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000034
35	18,00	0,000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000017
36	19,00	0,000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000008
37	20,00	0,000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000004
38	21,00	0,000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000002
39	22,00	0,000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000001
40	23,00	0,000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000001
41	24,00	0,000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000000

(Sumber: Hasil Perhitungan)





Gambar 4.2 Hidrograf Banjir  $Q_5$  Nakayassu Saluran Gebang Lor

- b. Saluran ITS Tengah memiliki data-data penunjang untuk perhitungan debit rencana menggunakan metode HSS Nakayassu, data saluran ITS Tengah sebagai berikut:

$$\text{Luas catchment area} = 0,411 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang saluran utama} = 0,524 \text{ km}$$

$$\text{Koefisien pengaliran (C)} = 0,619$$

$$\text{Unit hujan efektif (R}_0\text{)} = 1 \text{ mm}$$

$$\text{Parameter hidrograf } (\alpha) = 3$$

1. Tegangan waktu antara hujan sampai debit puncak ( $t_g$ ) dikarenakan  $L < 15$ , maka:

$$t_g = 0,21 L^{0,7}$$

$$t_g = 0,21 \times (0,524 \text{ km})^{0,7}$$

$$t_g = 0,134 \text{ jam}$$

2. Satuan waktu hujan ( $t_r$ ) karena  $0 < t_r < 1$ , maka diasumsikan

$$t_r = 0,75 t_g$$

$$t_r = 0,75 t_g$$

$$t_r = 0,75 \times 0,134 \text{ jam}$$

$$t_r = 0,100 \text{ jam}$$

3. Waktu awal hujan sampai puncak banjir

$$t_p = t_g + 0,8 t_r$$

$$t_p = 0,134 \text{ jam} + 0,8 \times 0,100 \text{ jam}$$

$$t_p = 0,214 \text{ jam}$$

4. Penurunan debit puncak sampai 30% ( $T_{0,3}$ )

$$T_{0,3} = \alpha t_g$$

$$T_{0,3} = 3 \times 0,134 \text{ jam}$$

$$T_{0,3} = 0,401 \text{ jam}$$

5. Debit puncak ( $Q_p$ )

$$Q_p = \frac{C \times A \times R_0}{3,6 \times (0,3 T_p + T_{0,3})}$$

$$Q_p = \frac{0,619 \times 0,411 \text{ km}^2 \times 1 \text{ mm}}{3,6 \times (0,3 \times 0,214 \text{ jam} + 0,401 \text{ jam})}$$

$$Q_p = 0,152 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Syarat untuk persamaan lengkung hidrograf Nakayassu

a. Untuk lengkung naik:

$$t \leq t_p$$

$$t \leq 0,214 \text{ jam}$$

b. Untuk lengkung turun I

$$t_p \leq t \leq t_p + T_{0,3}$$

$$0,214 \text{ jam} \leq t \leq 0,615 \text{ jam}$$

c. Untuk lengkung turun II

$$t_p + T_{0,3} \leq t \leq t_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$$

$$0,615 \text{ jam} \leq t \leq 1,216 \text{ jam}$$

d.  $t \leq t_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$

$$t \leq 1,216 \text{ jam}$$

Dari persamaan di atas, maka hasil waktu lengkung hidrograf setelah dimasukan dalam persamaan hidrograf satuan Nakayassu dapat dilihat pada tabel 4.32:

Tabel 4.32 Waktu Lengkung Hidrograf Nakayassu Catchment Area Saluran ITS Tengah

No	Karakteristik	Notasi	Awal (jam)		Akhir (jam)	
			Notasi	Nilai	Notasi	Nilai
1	Lengkung naik	$Qd_0$	0	0	$t_p$	0,214
2	Lengkung turun tahap I	$Qd_1$	$t_p$	0,214	$T_p + T_{0,3}$	0,615
3	Lengkung turun tahap II	$Qd_2$	$T_p + T_{0,3}$	0,615	$T_p + 2,5T_{0,3}$	1,216
4	Lengkung turun tahap III	$Qd_3$	$T_p + 2,5T_{0,3}$	1,216	24	24

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.33 Persamaan Lengkung Hidrograf Nakayassu

No	Karakteristik	Notasi	Persamaan
1	Lengkung naik	$Qd_0$	$Q_p \left(\frac{t}{t_p}\right)^{2,4}$
2	Lengkung turun tahap I	$Qd_1$	$Q_p \times 0,3^{\frac{(t-t_p)}{T_{0,3}}}$
3	Lengkung turun tahap II	$Qd_2$	$Q_p \times 0,3^{\frac{(t-T_p)+(0,5 T_{0,3})}{(1,5 T_{0,3})}}$
4	Lengkung turun tahap III	$Qd_3$	$Q_p \times 0,3^{\frac{(t-T_p)+(1,5 T_{0,3})}{(2 T_{0,3})}}$

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.34 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayassu  $Qd_0$ 

t (jam)	Notasi	Persamaan	$Q_t$ $m^3/detik$
0,00			0,00000000
0,18	$Qd_0$	$Q_p \left(\frac{t}{t_p}\right)^{2,4}$	0,09672276
0,21			0,15197204

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.35 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayassu  $Qd_1$ 

t (jam)	Notasi	Persamaan	$Q_t$ $m^3/detik$
0,30			0,11731756
0,50	$Qd_1$	$Q_p \times 0,3^{\frac{(t-t_p)}{T_{0,3}}}$	0,06434530
0,60			0,04765338
0,61			0,04559161

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.36 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayassu Qd<sub>2</sub>

t (jam)	Notasi	Persamaan	Q <sub>t</sub> m <sup>3</sup> /detik
0,70	Qd <sub>2</sub>	$Q_p \times 0,3 \frac{(t - T_p) + (0,5 T_{0,3})}{(1,5 T_{0,3})}$	0,03843634
0,75			0,03477504
0,80			0,03146251
0,85			0,02846551
0,90			0,02575399
1,22			0,01367748

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.37 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayassu Qd<sub>3</sub>

t (jam)	Notasi	Persamaan	Q <sub>t</sub> m <sup>3</sup> /detik
2,00	Qd <sub>3</sub>	$Q_p \times 0,3 \frac{(t - T_p) + (1,5 T_{0,3})}{(2 T_{0,3})}$	0,00421510
3,00			0,00093906
3,10			0,00080813
3,15			0,00074977
3,20			0,00069546
3,25			0,00064515
3,77			0,00029613
4,00			0,00020921
5,00			0,00004661
6,00			0,00001038
7,00			0,00000231
8,00			0,00000052
9,00			0,00000011

Tabel 4.37 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayassu Qd<sub>3</sub> (Lanjutan)

t (jam)	Notasi	Persamaan	Q <sub>t</sub> m <sup>3</sup> /detik
10,00			0,00000003
11,00			0,00000001
12,00			0,00000000
13,00			0,00000000
14,00			0,00000000
15,00			0,00000000
16,00			0,00000000
17,00	Qd <sub>3</sub>	$Q_p \times 0,3^{\frac{(t - T_p) + (1,5 T_{0,3})}{(2 T_{0,3})}}$	0,00000000
18,00			0,00000000
19,00			0,00000000
20,00			0,00000000
21,00			0,00000000
22,00			0,00000000
23,00			0,00000000
24,00			0,00000000

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Besar hidrograf banjir Q<sub>5</sub> (m<sup>3</sup>/detik) dapat dihitung dengan mengalikan besar hidrograf satuan Nakayassu Q<sub>t</sub> (m<sup>3</sup>/detik). Perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada tabel 4.38:

Tabel 4.38 Hidrograf Banjir Q<sub>5</sub> Catchment Area Saluran ITS Tengah

No	t (jam)	Q <sub>t</sub> (m <sup>3</sup> /dt)	R1 41,405	R2 10,762	R3 7,549	R4 6,010	R5 5,075	Q (m <sup>3</sup> /dt)
1	0,00	0,000000	0					0,000000
2	0,18	0,096723	4,0048	0				4,004833
3	0,21	0,151972	6,2924	1,6355	0			7,927983
4	0,30	0,117318	4,8576	1,2626	0,8857	0		7,005823
5	0,50	0,064345	2,6642	0,6925	0,4858	0,3867	0	4,229209
6	0,60	0,047653	1,9731	0,5129	0,3598	0,2864	0,2419	3,373956
7	0,61	0,045592	1,8877	0,4907	0,3442	0,2740	0,2314	3,227979
8	0,70	0,038436	1,5915	0,4137	0,2902	0,2310	0,1951	2,721371
9	0,75	0,034775	1,4399	0,3743	0,2625	0,2090	0,1765	2,462144
10	0,80	0,031463	1,3027	0,3386	0,2375	0,1891	0,1597	2,227609
11	0,85	0,028466	1,1786	0,3063	0,2149	0,1711	0,1445	2,015416
12	0,90	0,025754	1,0664	0,2772	0,1944	0,1548	0,1307	1,823435
13	1,22	0,013677	0,5663	0,1472	0,1033	0,0822	0,0694	0,968394
14	2,00	0,004215	0,1745	0,0454	0,0318	0,0253	0,0214	0,298438

Tabel 4.38 Hidrograf Banjir Q<sub>5</sub> Catchment Area Saluran ITS Tengah (Lanjutan)

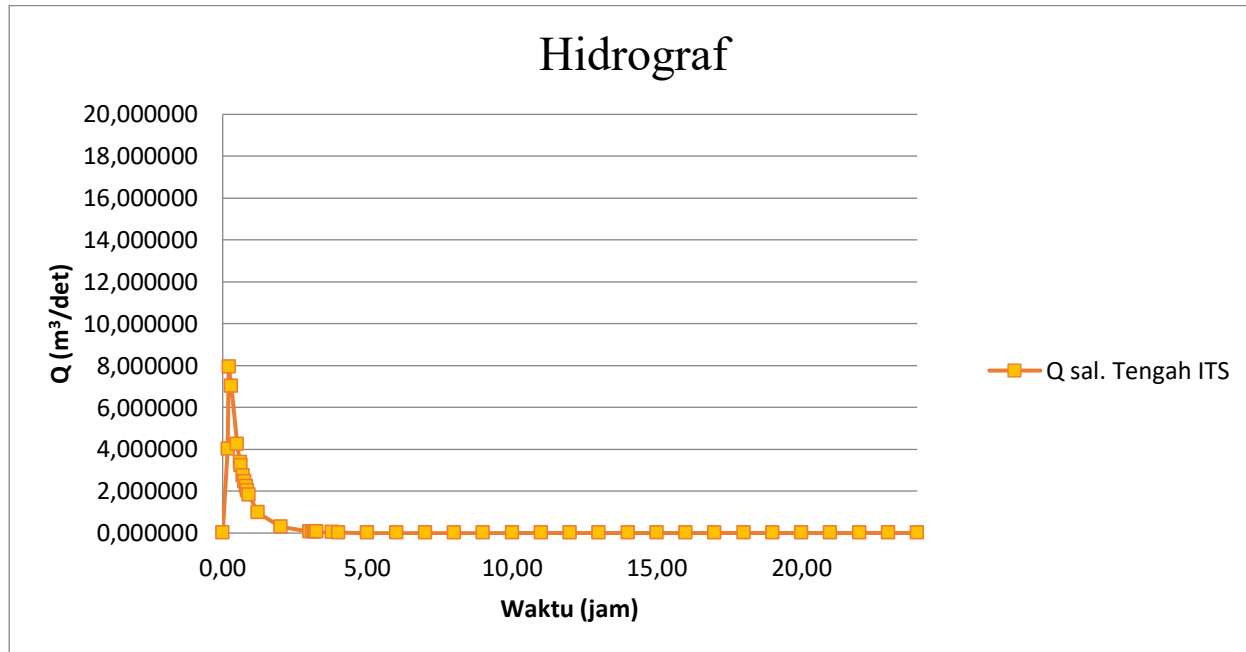
No	t (jam)	Q <sub>t</sub> (m <sup>3</sup> /dt)	R1 41,405	R2 10,762	R3 7,549	R4 6,010	R5 5,075	Q (m <sup>3</sup> /dt)
15	3,00	0,000939	0,0389	0,0101	0,0071	0,0056	0,0048	0,066487
16	3,10	0,000808	0,0335	0,0087	0,0061	0,0049	0,0041	0,057217
17	3,15	0,000750	0,0310	0,0081	0,0057	0,0045	0,0038	0,053085
18	3,20	0,000695	0,0288	0,0075	0,0053	0,0042	0,0035	0,049240
19	3,25	0,000645	0,0267	0,0069	0,0049	0,0039	0,0033	0,045678
20	3,77	0,000296	0,0123	0,0032	0,0022	0,0018	0,0015	0,020966
21	4,00	0,000209	0,0087	0,0023	0,0016	0,0013	0,0011	0,014812
22	5,00	0,000047	0,0019	0,0005	0,0004	0,0003	0,0002	0,003300
23	6,00	0,000010	0,0004	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,000735
24	7,00	0,000002	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000164
25	8,00	0,000001	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000036
26	9,00	0,000000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000008
27	10,00	0,000000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000002
28	11,00	0,000000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000000



Tabel 4.38 Hidrograf Banjir Q<sub>5</sub> Catchment Area Saluran ITS Tengah (Lanjutan)

No	t (jam)	Q <sub>t</sub> (m <sup>3</sup> /dt)	R1 41,405	R2 10,762	R3 7,549	R4 6,010	R5 5,075	Q (m <sup>3</sup> /dt)
29	12,00	0,000000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000000
30	13,00	0,000000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000000
31	14,00	0,000000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000000
32	15,00	0,000000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000000
33	16,00	0,000000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000000
34	17,00	0,000000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000000
35	18,00	0,000000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000000
36	19,00	0,000000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000000
37	20,00	0,000000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000000
38	21,00	0,000000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000000
39	22,00	0,000000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000000
40	23,00	0,000000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000000
41	24,00	0,000000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000000

(Sumber: Hasil Perhitungan)



Gambar 4.3 Hidrograf Banjir  $Q_5$  Nakayassu Saluran Tengah ITS

- c. Perhitungan hidrograf superposisi debit saluran Gebang Lor dan debit saluran Tengah ITS

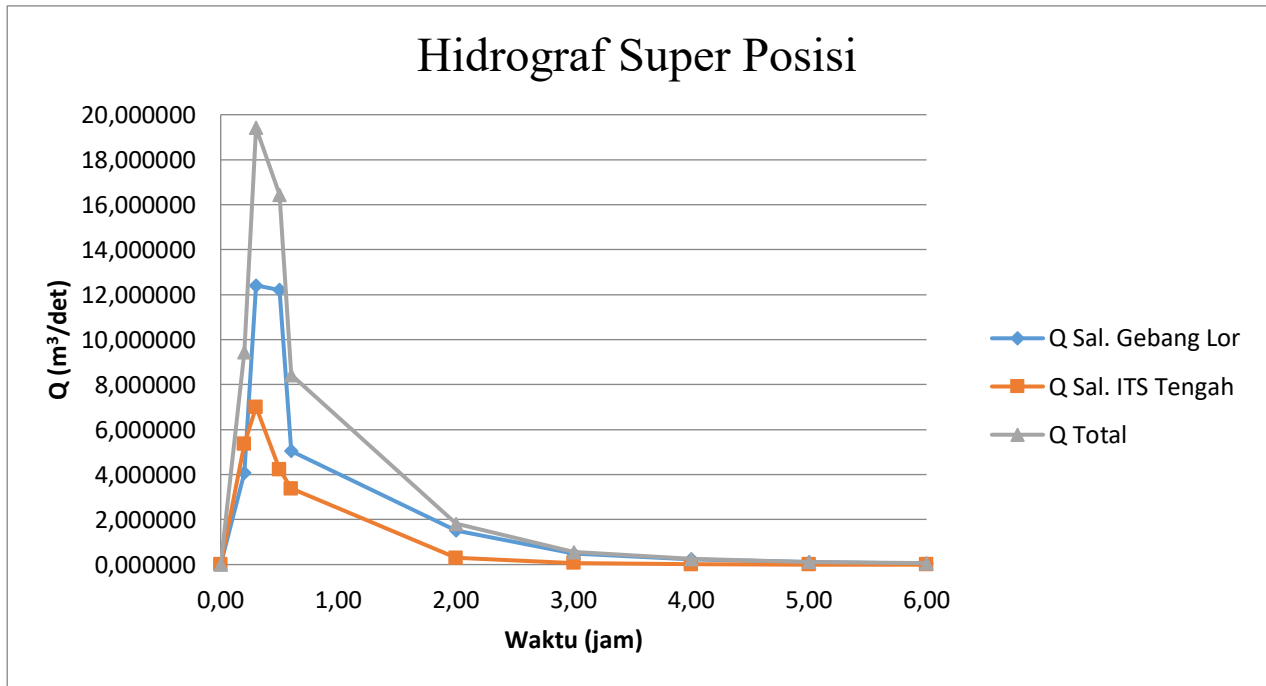
Tabel 4.39 Perhitungan Hidrograf Super Posisi

No	Waktu (jam)	Q Sal.Gebang Lor (m <sup>3</sup> /dt)	Q Sal.ITS Tengah (m <sup>3</sup> /dt)	Q Total (m <sup>3</sup> /dt)
1	0,00	0,000000	0,000000	0,000000
2	0,18	1,139485	4,004833	5,144317
3	0,19	11,603924	7,005823	18,609747
4	0,50	12,095747	4,229209	16,324957
5	0,60	4,724685	3,373956	8,098641
6	2,00	1,417405	0,298438	1,715843
7	3,00	0,550275	0,066487	0,616762
8	3,10	0,275165	0,057217	0,332382
9	3,15	0,137596	0,053085	0,190681
10	3,20	0,068805	0,049240	0,118045
11	3,25	0,034406	0,045678	0,080084
12	3,77	0,017205	0,020966	0,038171
13	4,00	0,008603	0,014812	0,023415
14	5,00	0,137596	0,003300	0,140896
15	6,00	0,068805	0,000735	0,069540
16	7,00	0,034406	0,000164	0,034570
17	8,00	0,017205	0,000036	0,017241
18	9,00	0,008603	0,000008	0,008611

Tabel 4.39 Perhitungan Hidrograf Super Posisi (Lanjutan)

No	Waktu (jam)	Q Sal.Gebang Lor (m <sup>3</sup> /dt)	Q Sal.ITS Tengah (m <sup>3</sup> /dt)	Q Total (m <sup>3</sup> /dt)
19	10,00	0,004302	0,000002	0,004304
20	11,00	0,002151	0,000000	0,002152
21	12,00	0,001076	0,000000	0,001076
22	13,00	0,000538	0,000000	0,000538
23	14,00	0,000269	0,000000	0,000269
24	15,00	0,000135	0,000000	0,000135
25	16,00	0,000067	0,000000	0,000067
26	17,00	0,000034	0,000000	0,000034
27	18,00	0,000017	0,000000	0,000017
28	19,00	0,000008	0,000000	0,000008
29	20,00	0,000004	0,000000	0,000004
30	21,00	0,000002	0,000000	0,000002
31	22,00	0,000001	0,000000	0,000001
32	23,00	0,000001	0,000000	0,000001
33	24,00	0,000000	0,000000	0,000000

(Sumber: Hasil Perhitungan)



Gambar 4.4 Hidrograf Superposisi Saluran Gebang Lor dan Saluran ITS Tengah

- d. Saluran Manyar Kertoadi 2 memiliki data-data penunjang untuk perhitungan debit rencana menggunakan metode HSS Nakayassu, data saluran Manyar Kertoadi 2 sebagai berikut:

$$\text{Luas catchment area} = 0,730 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang saluran utama} = 1,037 \text{ km}$$

$$\text{Koefisien pengaliran (C)} = 0,619$$

$$\text{Unit hujan efektif (R}_0\text{)} = 1 \text{ mm}$$

$$\text{Parameter hidrograf } (\alpha) = 3$$

1. Tegangan waktu antara hujan sampai debit puncak ( $t_g$ ) dikarenakan  $L < 15$ , maka:

$$t_g = 0,21 L^{0,7}$$

$$t_g = 0,21 \times (1,037 \text{ km})^{0,7}$$

$$t_g = 0,215 \text{ jam}$$

2. Satuan waktu hujan ( $t_r$ ) karena  $0 < t_r < 1$ , maka diasumsikan

$$t_r = 0,75 t_g$$

$$t_r = 0,75 t_g$$

$$t_r = 0,75 \times 0,215 \text{ jam}$$

$$t_r = 0,162 \text{ jam}$$

3. Waktu awal hujan sampai puncak banjir

$$t_p = t_g + 0,8 t_r$$

$$t_p = 0,215 \text{ jam} + 0,8 \times 0,162 \text{ jam}$$

$$t_p = 0,345 \text{ jam}$$

4. Penurunan debit puncak sampai 30% ( $T_{0,3}$ )

$$T_{0,3} = \alpha t_g$$

$$T_{0,3} = 3 \times 0,215 \text{ jam}$$

$$T_{0,3} = 0,646 \text{ jam}$$

5. Debit puncak ( $Q_p$ )

$$Q_p = \frac{C \times A \times R_0}{3,6 \times (0,3 T_p + T_{0,3})}$$

$$Q_p = \frac{0,619 \times 0,730 \text{ km}^2 \times 1 \text{ mm}}{3,6 \times (0,3 \times 0,345 \text{ jam} + 0,646 \text{ jam})}$$

$$Q_p = 0,167 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Syarat untuk persamaan lengkung hidrograf Nakayassu

a. Untuk lengkung naik:

$$t \leq t_p$$

$$t \leq 0,345 \text{ jam}$$

b. Untuk lengkung turun I

$$t_p \leq t \leq t_p + T_{0,3}$$

$$0,345 \text{ jam} \leq t \leq 0,991 \text{ jam}$$

c. Untuk lengkung turun II

$$t_p + T_{0,3} \leq t \leq t_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$$

$$0,991 \text{ jam} \leq t \leq 1,960 \text{ jam}$$

d.  $t \leq t_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$

$$t \leq 1,960 \text{ jam}$$

Dari persamaan di atas, maka hasil waktu lengkung hidrograf setelah dimasukan dalam persamaan hidrograf satuan Nakayassu dapat dilihat pada tabel 4.40:

Tabel 4.40 Waktu Lengkung Hidrograf Nakayassu Catchment  
Area Saluran Manyar Kertoadi 2

No	Karakteristik	Notasi	Awal (jam)		Akhir (jam)	
			Notasi	Nilai	Notasi	Nilai
1	Lengkung naik	$Qd_0$	0	0	$t_p$	0,345
2	Lengkung turun tahap I	$Qd_1$	$t_p$	0,345	$T_p + T_{0,3}$	0,991
3	Lengkung turun tahap II	$Qd_2$	$T_p + T_{0,3}$	0,991	$T_p + 2,5T_{0,3}$	1,960
4	Lengkung turun tahap III	$Qd_3$	$T_p + 2,5T_{0,3}$	1,960	24	24

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.41 Persamaan Lengkung Hidrograf Nakayassu

No	Karakteristik	Notasi	Persamaan
1	Lengkung naik	$Q_{d0}$	$Q_p \left(\frac{t}{t_p}\right)^{2,4}$
2	Lengkung turun tahap I	$Q_{d1}$	$Q_p \times 0,3^{\frac{(t-t_p)}{T_{0,3}}}$
3	Lengkung turun tahap II	$Q_{d2}$	$Q_p \times 0,3^{\frac{(t-T_p)+(0,5 T_{0,3})}{(1,5 T_{0,3})}}$
4	Lengkung turun tahap III	$Q_{d3}$	$Q_p \times 0,3^{\frac{(t-T_p)+(1,5 T_{0,3})}{(2 T_{0,3})}}$

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.42 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayassu  $Q_{d0}$ 

t (jam)	Notasi	Persamaan	$Q_t$ $m^3/detik$
0,00	$Q_{d0}$	$Q_p \left(\frac{t}{t_p}\right)^{2,4}$	0,00000000
0,20			0,04533729
0,30			0,11997054
0,31			0,16743524

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.43 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayassu  $Q_{d1}$ 

t (jam)	Notasi	Persamaan	$Q_t$ $m^3/detik$
0,50	$Q_{d1}$	$Q_p \times 0,3^{\frac{(t-t_p)}{T_{0,3}}}$	0,12537413
0,60			0,10406541
0,99			0,05023057

(Sumber: Hasil Perhitungan)



Tabel 4.44 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayassu Qd<sub>2</sub>

t (jam)	Notasi	Persamaan	Q <sub>t</sub> m <sup>3</sup> /detik
1,20			0,03874844
1,30			0,03422314
1,40	Qd <sub>2</sub>	$Q_p \times 0,3 \frac{(t - T_p) + (0,5 T_{0,3})}{(1,5 T_{0,3})}$	0,03022634
1,50			0,02669631
1,96			0,01506917

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.45 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayassu Qd<sub>3</sub>

t (jam)	Notasi	Persamaan	Q <sub>t</sub> m <sup>3</sup> /detik
5,00			0,00088835
6,00			0,00035001
7,00			0,00013790
8,00			0,00005433
9,00			0,00002141
10,00			0,00000843
11,00			0,00000332
12,00	Qd <sub>3</sub>	$Q_p \times 0,3 \frac{(t - T_p) + (1,5 T_{0,3})}{(2 T_{0,3})}$	0,00000131
13,00			0,00000052
14,00			0,00000020
15,00			0,00000008
16,00			0,00000003
17,00			0,00000001
18,00			0,00000000

Tabel 4.45 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Qd<sub>3</sub> (Lanjutan)

t (jam)	Notasi	Persamaan	Q <sub>t</sub> m <sup>3</sup> /detik
19,00			0,00000000
20,00			0,00000000
21,00	Qd <sub>3</sub>	$Q_p \times 0,3 \frac{(t - T_p) + (1,5 T_{0,3})}{(2 T_{0,3})}$	0,00000000
22,00			0,00000000
23,00			0,00000000
24,00			0,00000000

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Besar hidrograf banjir Q<sub>5</sub> (m<sup>3</sup>/detik) dapat dihitung dengan mengalikan besar hidrograf satuan Nakayasu Q<sub>t</sub> (m<sup>3</sup>/detik). Perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada tabel 4.46:

Tabel 4.46 Hidrograf Banjir Q<sub>5</sub> Catchment Area Saluran Manyar Kertoadi 2

No	t (jam)	Q <sub>t</sub> (m <sup>3</sup> /dt)	R1 41,405	R2 10,762	R3 7,549	R4 6,010	R5 5,075	Q (m <sup>3</sup> /dt)
1	0,00	0,000000	0					0,000000
2	0,20	0,045337	1,8772	0				1,877203
3	0,30	0,119971	4,9674	1,2911	0			6,258549
4	0,34	0,167435	6,9327	1,8020	1,2640	0		9,998687
5	0,50	0,125374	5,1912	1,3493	0,9465	0,7535	0	8,240438
6	0,60	0,104065	4,3089	1,1200	0,7856	0,6254	0,5282	7,368042
7	0,99	0,050231	2,0798	0,5406	0,3792	0,3019	0,2549	3,556426
8	1,20	0,038748	1,6044	0,4170	0,2925	0,2329	0,1967	2,743468
9	1,30	0,034223	1,4170	0,3683	0,2584	0,2057	0,1737	2,423068
10	1,40	0,030226	1,2515	0,3253	0,2282	0,1817	0,1534	2,140086
11	1,50	0,026696	1,1054	0,2873	0,2015	0,1604	0,1355	1,890153
12	1,96	0,015069	0,6239	0,1622	0,1138	0,0906	0,0765	1,066928

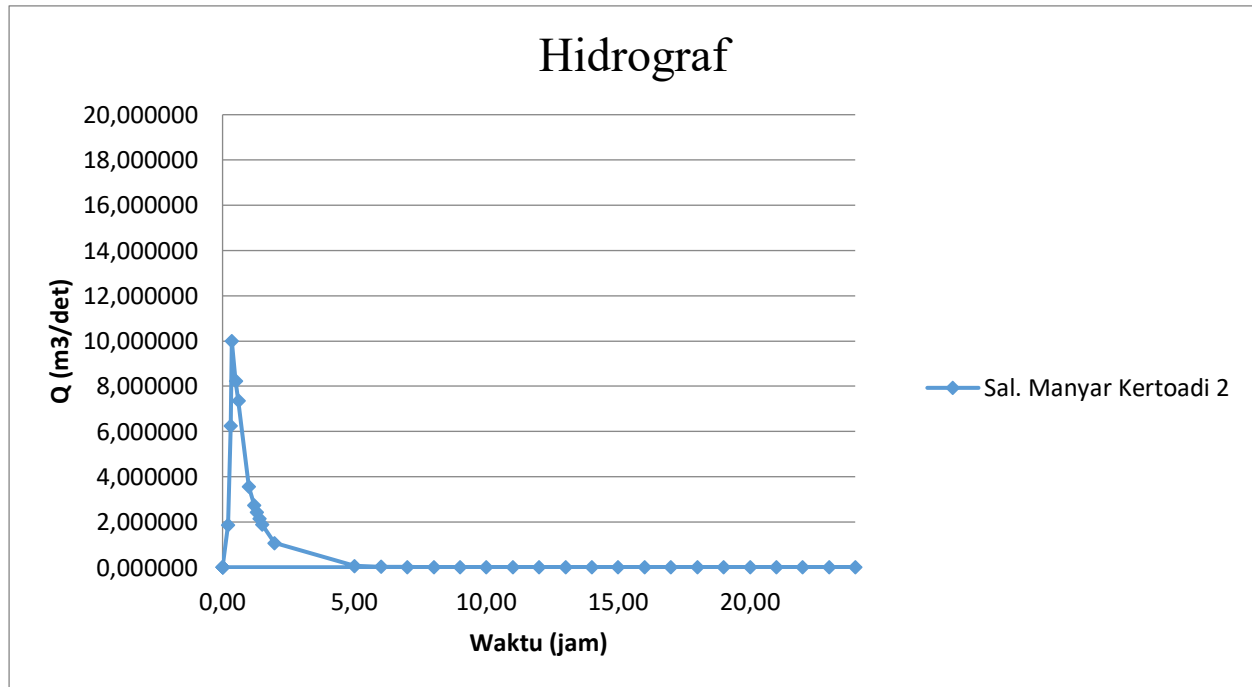
Tabel 4.46 Hidrograf Banjir Q<sub>5</sub> Catchment Area Saluran Manyar Kertoadi 2 (Lanjutan)

No	t (jam)	Q <sub>t</sub> (m <sup>3</sup> /dt)	R1 41,405	R2 10,762	R3 7,549	R4 6,010	R5 5,075	Q (m <sup>3</sup> /dt)
13	5,00	0,000888	0,0368	0,0096	0,0067	0,0053	0,0045	0,062897
14	6,00	0,000350	0,0145	0,0038	0,0026	0,0021	0,0018	0,024781
15	7,00	0,000138	0,0057	0,0015	0,0010	0,0008	0,0007	0,009764
16	8,00	0,000054	0,0022	0,0006	0,0004	0,0003	0,0003	0,003847
17	9,00	0,000021	0,0009	0,0002	0,0002	0,0001	0,0001	0,001516
18	10,00	0,000008	0,0003	0,0001	0,0001	0,0001	0,0000	0,000597
19	11,00	0,000003	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000235
20	12,00	0,000001	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000093
21	13,00	0,000001	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000037
22	14,00	0,000000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000014
23	15,00	0,000000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000006
24	16,00	0,000000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000002

Tabel 4.46 Hidrograf Banjir Q<sub>5</sub> Catchment Area Saluran Manyar Kertoadi 2 (Lanjutan)

No	t (jam)	Q <sub>t</sub> (m <sup>3</sup> /dt)	R1 41,405	R2 10,762	R3 7,549	R4 6,010	R5 5,075	Q (m <sup>3</sup> /dt)
25	17,00	0,000000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000001
26	18,00	0,000000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000000
27	19,00	0,000000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000000
28	20,00	0,000000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000000
29	21,00	0,000000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000000
30	22,00	0,000000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000000
31	23,00	0,000000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000000
32	24,00	0,000000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000000

(Sumber: Hasil Perhitungan)



Gambar 4.5 Hidrograf Banjir Q5 Nakayassu Saluran Manyar Kertoadi 2

e. Perhitungan hidrograf superposisi debit pompa Gebang Lor dan debit saluran Tengah ITS

Tabel 4.47 Perhitungan Hidrograf Superposisi Debit Pompa Gebang Lor dan Debit Saluran Tengah ITS

No	Waktu (jam)	Q Outflow Pompa Sal. Manyar Kertoadi (m <sup>3</sup> /dt)	Q Sal. ITS Tengah (m <sup>3</sup> /dt)	Q Total (m <sup>3</sup> /dt)
1	0,00	0	0,000000	0,000000
2	0,30	1,5	7,005823	8,505823
3	0,50	3	4,229209	7,229209
4	0,60	3	3,373956	6,373956
5	5,00	1,5	0,003300	1,503300
6	6,00	0	0,000735	0,000735
7	7,00	0	0,000164	0,000164
8	8,00	0	0,000036	0,000036
9	9,00	0	0,000008	0,000008
10	10,00	0	0,000002	0,000002
11	11,00	0	0,000000	0,000000
12	12,00	0	0,000000	0,000000
13	13,00	0	0,000000	0,000000
14	14,00	0	0,000000	0,000000
15	15,00	0	0,000000	0,000000
16	16,00	0	0,000000	0,000000
17	17,00	0	0,000000	0,000000
18	18,00	0	0,000000	0,000000
19	19,00	0	0,000000	0,000000
20	20,00	0	0,000000	0,000000
21	21,00	0	0,000000	0,000000
22	22,00	0	0,000000	0,000000
23	23,00	0	0,000000	0,000000
24	24,00	0	0,000000	0,000000

Dalam perhitungan debit rencana pada saluran tersier dan sekunder sesuai dengan teori kami gunakan metode Rasional dan didapatkan debit pada saluran Gebang Lor 8,7 m<sup>3</sup>/detik. Namun untuk perhitungan perencanaan debit pompa dicoba menggunakan metode Nakayassu dan didapatkan debit pada saluran Gebang Lor 12,1 m<sup>3</sup>/detik lebih besar dari hasil perhitungan Metode Rasional sehingga lebih aman digunakan untuk perencanaan pompa.

#### 4.2 Analisis Kapasitas Tampung Saluran (*Full Bank Capacity*)

Analisa kapasitas tampung saluran (*full bank capacity*) merupakan analisa hidrolika dengan maksud untuk melakukan evaluasi kapasitas tampung saluran dengan debit banjir rencana periode ulang 2 tahun untuk saluran tersier dan 5 tahun untuk saluran sekunder.

*Full Bank Capacity* adalah besarnya debit tampungan pada saluran sesuai dengan keadaan di lapangan. Perhitungan ini diperlukan untuk mengetahui seberapa besar kemampuan penampang saluran untuk menampung limpasan air hujan.

Rumus kecepatan rata-rata pada perhitungan dimensi penampang saluran menggunakan rumus Manning, karena rumus ini mempunyai bentuk yang sangat sederhana tetapi memberikan hasil yang memuaskan. Oleh karena itu rumus ini dapat digunakan secara luas sebagai rumus aliran seragam dalam kapasitas saluran.

Berdasarkan data kondisi eksisting diketahui bahwa saluran berpenampang segi empat sehingga kapasitas saluran dihitung dengan menggunakan persamaan di bawah ini:

$$Q = A \times V$$

$$A = b \times h$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

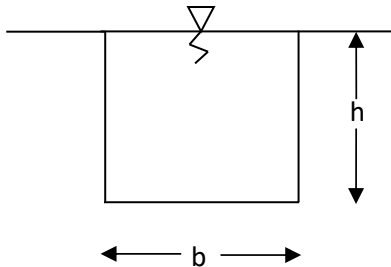
$$P = b + 2h$$

$$R = A/P$$



Dimana:

- $Q$  = Debit saluran ( $\text{m}^3/\text{det}$ )
- $V$  = Kecepatan aliran ( $\text{m}/\text{det}$ )
- $A$  = Luas penampang basah ( $\text{m}$ )
- $n$  = Koefisien kekasaran manning
- $R$  = Jari-jari hidrolis ( $\text{m}$ )
- $I$  = Kemiringan dasar saluran ( $\text{m}$ )
- $P$  = Keliling basah saluran ( $\text{m}$ )
- $h$  = Kedalaman saluran ( $\text{m}$ )
- $b$  = Lebar saluran ( $\text{m}$ )



Gambar 4.6 *Full Bank Capacity*

#### 4.2.1 Perhitungan Full Bank Capacity di Saluran Tersier

Perhitungan saluran Gebang Wetan 1

Data Saluran:

- Panjang saluran ( $L$ ) = 107,5 m
- Kemiringan dasar saluran ( $I$ ) = 0,0001
- Lebar saluran ( $b$ ) = 0,45 m
- Kedalaman saluran ( $h$ ) = 0,56 m
- Koef. Kekasaran Manning ( $n$ ) = 0,013

- Luas penampang basah:

$$\begin{aligned}
 A &= b \times h \\
 &= 0,45 \text{ m} \times 0,56 \text{ m} \\
 &= 0,25 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

- Keliling basah:

$$\begin{aligned} P &= b + 2h \\ &= 0,45 \text{ m} + 2(0,56 \text{ m}) \\ &= 1,57 \text{ m} \end{aligned}$$

- Jari-jari hidrolis

$$\begin{aligned} R &= A/P \\ &= 0,252 \text{ m} / 1,57 \text{ m} \\ &= 0,161 \text{ m} \end{aligned}$$

- Kecepatan aliran:

$$\begin{aligned} V &= 1/n \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= 1/0,013 \times 0,161^{2/3} \times 0,0001^{1/2} \\ &= 0,2272 \text{ m/det} \end{aligned}$$

- Debit saluran:

$$\begin{aligned} Q &= V \times A \\ &= 0,596 \times 0,252 \\ &= 0,150 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

#### 4.2.2 Perhitungan Full Bank Capacity di Saluran Sekunder

Perhitungan saluran Gebang Lor

Data Saluran:

- Panjang saluran (L) = 545 m
- Kemiringan dasar saluran (I) = 0,02
- Lebar saluran (b) = 1,5 m
- Kedalaman saluran (h) = 1,5 m
- Koef. Kekasaran Manning (n) = 0,013

- Luas penampang basah:

$$\begin{aligned} A &= b \times h \\ &= 1,5 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \\ &= 2,25 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- Keliling basah:

$$\begin{aligned} P &= b + 2h \\ &= 1,5 \text{ m} + 2(1,5 \text{ m}) \\ &= 4,5 \text{ m} \end{aligned}$$

- Jari-jari hidrolis

$$\begin{aligned} R &= A/P \\ &= 2,250 \text{ m}/4,5 \text{ m} \\ &= 0,500 \text{ m} \end{aligned}$$

- Kecepatan aliran:

$$\begin{aligned} V &= 1/n \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= 1/0,013 \times 0,500^{2/3} \times 0,02^{1/2} \\ &= 6,853 \text{ m/det} \end{aligned}$$

- Debit saluran:

$$\begin{aligned} Q &= V \times A \\ &= 6,853 \times 2,250 \\ &= 15,419 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

Perhitungan *full bank capacity* dapat dilihat pada tabel 4.48:

*“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”*

Tabel 4.48 Perhitungan *Full Bank Capacity*

No	Nama Saluran	L (m)	I	n	Jenis Saluran	b (m)	h (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	R <sup>2/3</sup> (m)	V (m/det)	Q <sub>full bank</sub> (m <sup>3</sup> /det)	Q <sub>rencana</sub> (m <sup>3</sup> /det)	Kondisi
1	Sal. Mleto	224,3	0,0009	0,015	persegi	2,70	1,20	3,240	5,10	0,635	0,739	1,478	4,789	1,298	Aman
2	Sal. Kertajaya Indah Tengah	168,85	0,0002	0,013	persegi	0,75	1,50	1,125	3,75	0,300	0,448	0,488	0,548	1,038	Meluber
3	Sal. Klampis Jaya	306,40	0,0002	0,013	persegi	0,75	0,90	0,675	2,55	0,265	0,412	0,448	0,303	1,782	Meluber
4	Sal. Manyar Kertoadi 1	300,95	0,0002	0,013	persegi	3,97	1,85	7,345	7,67	0,958	0,972	1,057	7,762	2,959	Aman
5	Sal. Tersier Manyar Kertoadi	300,95	0,0002	0,013	persegi	0,70	0,85	0,595	2,40	0,248	0,395	0,429	0,255	2,854	Meluber
6	Sal. Kertajaya Indah Timur 1	197,35	0,0002	0,013	persegi	0,70	0,85	0,595	2,40	0,248	0,395	0,429	0,255	2,725	Meluber
7	Sal. Manyar Kertoadi 2	591,20	0,0002	0,013	persegi	3,97	1,85	7,345	7,67	0,958	0,972	1,057	7,762	4,549	Aman
8	Sal. Kertajaya Indah Timur 2	205,80	0,0002	0,013	persegi	0,60	0,80	0,480	2,20	0,218	0,362	0,394	0,189	0,908	Meluber
9	Sal. Gebang Lor	545,00	0,0006	0,013	persegi	1,50	1,50	2,250	4,50	0,500	0,630	1,187	2,671	8,732	Meluber
10	Sal. Gebang Kidul	554,70	0,0009	0,015	persegi	2,05	1,45	2,973	4,95	0,601	0,712	1,424	4,232	4,339	Meluber
11	Sal. ITS Tengah	524,30	0,0002	0,013	persegi	5,85	1,80	10,53	9,45	1,114	1,075	1,169	12,312	4,749	Aman
12	Sal. Raya ITS	1296,40	0,0002	0,013	persegi	6,40	1,95	12,48	10,30	1,212	1,137	1,236	15,430	26,519	Meluber

(Sumber: Hasil Perhitungan)

*“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”*

### 4.3 Analisis Penempatan 2 Buah Pompa pada Saluran Manyar Kertoadi 2 (Hulu)

#### 4.3.1 Kolam Tampungan

Analisis lengkung kapasitas volume kolam tampungan saluran Manyar Kertoadi 2 diketahui:

Elevasi dasar kolam = +3,08

Dimensi kolam gravitasi:

Panjang (P) = 6,00 m

Lebar (b) = 3,97 m

Miring (m) = 0

Koefisien kekasaran (n) = 0,013

Tinggi kolam ( $h_{\text{total}}$ ) = 2,85 m

*Long storage* Manyar Kertoadi = 7617,72 m<sup>3</sup>

Contoh perhitungan:

Elevasi 2 = Elevasi 1 +  $h_2$   
 = +3,08 + 0,08 m  
 = +3,16

$h$  Kumulatif =  $h_1 + h_2$   
 = 0 + 0,08 m  
 = 0,08 m

A =  $(b + m \times h \text{ Kumulatif}) \times h \text{ Kumulatif}$   
 =  $(3,97 \text{ m} + 0 \times 0,08 \text{ m}) \times 0,08 \text{ m}$   
 = 0,318 m<sup>2</sup>

V1 =  $b \times h \times P$   
 = 3,97 m  $\times$  1 m  $\times$  6 m  
 = 23,82 m<sup>3</sup>

V2 =  $(A_2 \times P_2) + V_1$   
 =  $(0,318 \text{ m}^2 \times 6 \text{ m}) + 23,82 \text{ m}^3$   
 = 25,73 m<sup>3</sup>

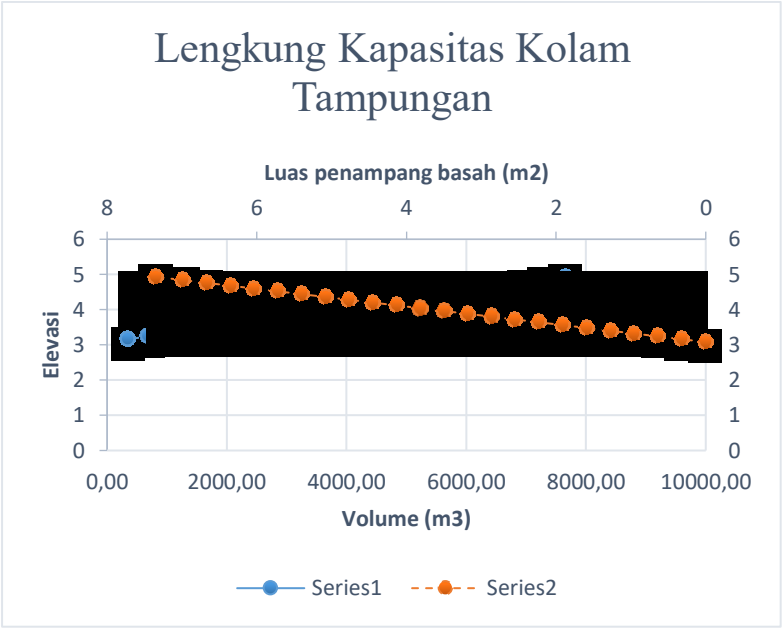
V Total =  $V_2 + (\text{Long Storage Manyar Ker.t/h24}) \times h \text{ kom}_2$   
 = 25,73 m<sup>3</sup> +  $(7617,72 \text{ m}^3 / 1,85 \text{ m}) \times 0,08 \text{ m}$   
 = 355,14 m<sup>3</sup>

Tabel 4.49 Kapasitas Kolam Tampungan Saluran Manyar Kertoadi 2

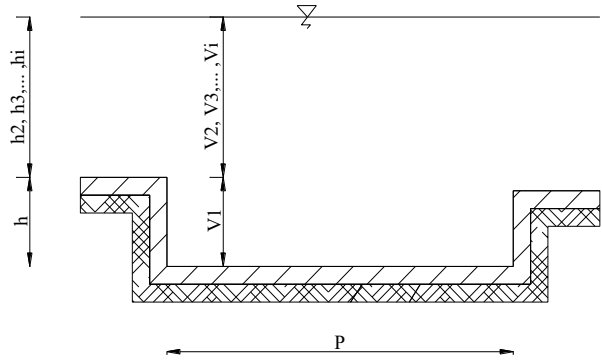
No	Elevasi (m)	Beda Tinggi (h) (m)	h Komulatif (m)	Luas (A) (m <sup>2</sup> )	Volume (V) (m <sup>3</sup> )	Volume Total (V) (m <sup>3</sup> )
1	3,08	0	0	0	23,82	
2	3,16	0,08	0,08	0,318	25,73	355,14
3	3,24	0,08	0,16	0,635	27,63	686,46
4	3,32	0,08	0,24	0,953	29,54	1017,78
5	3,4	0,08	0,32	1,270	31,44	1349,10
6	3,48	0,08	0,40	1,588	33,35	1680,42
7	3,56	0,08	0,48	1,906	35,25	2011,74
8	3,64	0,08	0,56	2,223	37,16	2343,06
9	3,72	0,08	0,64	2,541	39,06	2674,38
10	3,8	0,08	0,72	2,858	40,97	3005,70
11	3,88	0,08	0,80	3,176	42,88	3337,02
12	3,96	0,08	0,88	3,494	44,78	3668,34
13	4,04	0,08	0,96	3,811	46,69	3999,66
14	4,12	0,08	1,04	4,129	48,59	4330,98
15	4,2	0,08	1,12	4,446	50,50	4662,30
16	4,28	0,08	1,20	4,764	52,40	4993,62
17	4,36	0,08	1,28	5,082	54,31	5324,95
18	4,44	0,08	1,36	5,399	56,22	5656,27
19	4,52	0,08	1,44	5,717	58,12	5987,59
20	4,6	0,08	1,52	6,034	60,03	6318,91
21	4,68	0,08	1,60	6,352	61,93	6650,23
22	4,76	0,08	1,68	6,670	63,84	6981,55
23	4,84	0,08	1,76	6,987	65,74	7312,87
24	4,93	0,09	1,85	7,345	44,07	7661,78

(Sumber: Hasil Perhitungan)





Gambar 4.7 Lengkung Kapasitas Kolam Tampungan Saluran  
Manyar Kertoadi 2



Gambar 4.8 Kolam Tampung Sluran Manyar Kertoadi 2

#### 4.3.2 Volume *Inflow* dan *Outflow* Saluran Manyar Kertoadi 2 Sebelum Diberi Pompa

Berikut merupakan perhitungan *inflow* dan *outflow* saluran Manyar Kertoadi 2 sebelum diberi pompa:

$$\begin{aligned}
 \Delta t_2 &= t_2 - t_1 \\
 &= 0,20 \text{ jam} - 0,00 \text{ jam} \\
 &= 0,20 \text{ jam} \\
 &= 720 \text{ detik} \\
 \text{Volume } inflow \ 2 &= Q_{5_2} \times \Delta t_2 \\
 &= 4,005 \text{ m}^3/\text{detik} \times 720 \text{ detik} \\
 &= 2883,48 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. } inflow \text{ komulatif } 2 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 1 + \text{vol. } inflow \ 2 \\
 &= 0 \text{ m}^3 + 2883,48 \text{ m}^3 \\
 &= 2883,48 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. yang dikend. } 2 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 2 - \text{vol. } outflow \text{ kom. } 2 \\
 &= 2883,48 \text{ m}^3 - 0 \text{ m}^3 \\
 &= 2883,48 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. yang melimpas } 2 &= \text{vol. yang dikend. } 2 - \text{vol. tampungan} \\
 &= 2883,48 \text{ m}^3 - 7661,78 \text{ m}^3 \\
 &= -4778,3 \text{ m}^3 \\
 \Delta t_3 &= t_3 - t_2 \\
 &= 0,30 \text{ jam} - 0,20 \text{ jam} \\
 &= 0,10 \text{ jam} = 360 \text{ detik} \\
 \text{Volume } inflow \ 3 &= Q_{5_3} \times \Delta t_3 \\
 &= 7,928 \text{ m}^3/\text{detik} \times 360 \text{ detik} \\
 &= 2854,07 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. } inflow \text{ komulatif } 3 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 1 + \text{vol. } inflow \ 2 \\
 &= 2883,48 \text{ m}^3 + 2854,07 \text{ m}^3 \\
 &= 5737,55 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. yang dikend. } 3 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 3 - \text{vol. } outflow \text{ kom. } 3 \\
 &= 5737,55 \text{ m}^3 - 0 \text{ m}^3 \\
 &= 5737,55 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. yang melimpas } 3 &= \text{vol. yang dikend. } 3 - \text{vol. tampungan} \\
 &= 5737,55 \text{ m}^3 - 7661,78 \text{ m}^3 \\
 &= -1924,23 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Tabel 4.50 Volume *Inflow Outflow* Saluran Manyar Kertoadi 2 Tanpa Pompa

T	$\Delta t$	Volume <i>Inflow</i>			Volume <i>Outflow</i>			Volume yang harus dikendalikan tampungan	Volume yang melimpas	Keterangan
		Q5	Volume	Vol. Kumulatif	Q pompa	Volume	Vol. Kumulatif			
(jam)	(detik)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	
0,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-
0,20	720	4,005	2883,48	2883,48	0	0,00	0,00	2883,48	-4778,30	Tidak Melimpas
0,30	360	7,928	2854,07	5737,55	0	0,00	0,00	5737,55	-1924,23	Tidak Melimpas
0,34	161	7,006	1127,41	6864,97	0	0,00	0,00	6864,97	-796,82	Tidak Melimpas
0,50	559	4,229	2364,45	9229,41	0	0,00	0,00	9229,41	1567,63	Melimpas
0,60	360	3,374	1214,62	10444,04	0	0,00	0,00	10444,04	2782,25	Melimpas
0,99	1408	3,228	4543,89	14987,93	0	0,00	0,00	14987,93	7326,15	Melimpas
1,20	752	2,721	2047,40	17035,33	0	0,00	0,00	17035,33	9373,54	Melimpas
1,30	360	2,462	886,37	17921,70	0	0,00	0,00	17921,70	10259,92	Melimpas
1,40	360	2,228	801,94	18723,64	0	0,00	0,00	18723,64	11061,86	Melimpas
1,50	360	2,015	725,55	19449,19	0	0,00	0,00	19449,19	11787,41	Melimpas

Tabel 4.50 Volume *Inflow Outflow* Saluran Manyar Kertoadi 2 Tanpa Pompa (Lanjutan)

t	$\Delta t$	Volume <i>Inflow</i>			Volume <i>Outflow</i>			Volume yang harus dikendalikan tampungan	Volume yang melimpas	Keterangan
		Q5	Volume	Vol. Komulatif	Q pompa	Volume	Vol. Komulatif			
(jam)	(detik)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	
1,96	1658	1,823	3022,82	22472,01	0	0,00	0,00	22472,01	14810,22	Melimpas
5,00	10942	0,968	10596,39	33068,40	0	0,00	0,00	33068,40	25406,62	Melimpas
6,00	3600	0,298	1074,38	34142,78	0	0,00	0,00	34142,78	26480,99	Melimpas
7,00	3600	0,066	239,35	34382,13	0	0,00	0,00	34382,13	26720,35	Melimpas
8,00	3600	0,015	53,32	34435,46	0	0,00	0,00	34435,46	26773,67	Melimpas
9,00	3600	0,003	11,88	34447,33	0	0,00	0,00	34447,33	26785,55	Melimpas
10,00	3600	0,001	2,65	34449,98	0	0,00	0,00	34449,98	26788,20	Melimpas
11,00	3600	0,000	0,59	34450,57	0	0,00	0,00	34450,57	26788,79	Melimpas
12,00	3600	0,000	0,13	34450,70	0	0,00	0,00	34450,70	26788,92	Melimpas
13,00	3600	0,000	0,03	34450,73	0	0,00	0,00	34450,73	26788,95	Melimpas
14,00	3600	0,000	0,01	34450,74	0	0,00	0,00	34450,74	26788,96	Melimpas

Tabel 4.50 Volume *Inflow Outflow* Saluran Manyar Kertoadi 2 Tanpa Pompa (Lanjutan)

t	$\Delta t$	Volume <i>Inflow</i>			Volume <i>Outflow</i>			Volume yang harus dikendalikan tampungan	Volume yang melimpas	Keterangan
		Q5	Volume	Vol. Komulatif	Q pompa	Volume	Vol. Komulatif			
(jam)	(detik)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	
15,00	3600	0,000	0,00	34450,74	0	0,00	0,00	34450,74	26788,96	Melimpas
16,00	3600	0,000	0,00	34450,74	0	0,00	0,00	34450,74	26788,96	Melimpas
17,00	3600	0,000	0,00	34450,74	0	0,00	0,00	34450,74	26788,96	Melimpas
18,00	3600	0,000	0,00	34450,74	0	0,00	0,00	34450,74	26788,96	Melimpas
19,00	3600	0,000	0,00	34450,74	0	0,00	0,00	34450,74	26788,96	Melimpas
20,00	3600	0,000	0,00	34450,74	0	0,00	0,00	34450,74	26788,96	Melimpas
21,00	3600	0,000	0,00	34450,74	0	0,00	0,00	34450,74	26788,96	Melimpas
22,00	3600	0,000	0,00	34450,74	0	0,00	0,00	34450,74	26788,96	Melimpas
23,00	3600	0,000	0,00	34450,74	0	0,00	0,00	34450,74	26788,96	Melimpas
24,00	3600	0,000	0,00	34450,74	0	0,00	0,00	34450,74	26788,96	Melimpas

(Sumber: Hasil Perhitungan)

#### 4.3.3 Volume *Inflow* dan *Outflow* Saluran Manyar Kertoadi 2 Setelah Diberi Pompa Dua Buah Berkapasitas 1,5 m<sup>3</sup>/det

Berikut merupakan perhitungan *inflow* dan *outflow* saluran Manyar Kertoadi 2 (Bagian hulu saluran Gebang Lor) setelah diberi pompa sebanyak dua buah pompa berkapasitas 1,5 m<sup>3</sup>/det:

$$\begin{aligned}
 \Delta t_2 &= t_2 - t_1 \\
 &= 0,20 \text{ jam} - 0,00 \text{ jam} \\
 &= 0,20 \text{ jam} \\
 &= 720 \text{ detik} \\
 \text{Volume } inflow \ 2 &= Q_{5_2} \times \Delta t_2 \\
 &= 4,005 \text{ m}^3/\text{detik} \times 720 \text{ detik} \\
 &= 2883,48 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. } inflow \text{ komulatif } 2 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 1 + \text{vol. } inflow \ 2 \\
 &= 0 \text{ m}^3 + 2883,48 \text{ m}^3 \\
 &= 2883,48 \text{ m}^3 \\
 \text{Volume } outflow \ 2 &= Q \text{ pompa } 2 \times t \\
 &= 0 \text{ m}^3/\text{detik} \\
 \text{Vol. } outflow \text{ kom. } 2 &= \text{vol. } outflow \ 1 + \text{vol. } outflow \ 2 \\
 &= 0 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. yang dikend. } 2 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 2 - \text{vol. } outflow \text{ kom. } 2 \\
 &= 2883,48 \text{ m}^3 - 0 \text{ m}^3 \\
 &= 2883,48 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. yang melimpas } 2 &= \text{vol. yang dikend. } 2 - \text{vol. tampungan} \\
 &= 2883,48 \text{ m}^3 - 7661,78 \text{ m}^3 \\
 &= -4778,3 \text{ m}^3 \\
 \Delta t_3 &= t_3 - t_2 \\
 &= 0,30 \text{ jam} - 0,20 \text{ jam} \\
 &= 0,10 \text{ jam} \\
 &= 360 \text{ detik} \\
 \text{Volume } inflow \ 3 &= Q_{5_3} \times \Delta t_3 \\
 &= 7,928 \text{ m}^3/\text{detik} \times 360 \text{ detik} \\
 &= 2854,07 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Vol. } inflow \text{ komulatif 3} &= \text{vol. } inflow \text{ kom. 1} + \text{vol. } inflow \text{ 2} \\
 &= 2883,48 \text{ m}^3 + 2854,07 \text{ m}^3 \\
 &= 5737,55 \text{ m}^3 \\
 \text{Volume } outflow &= Q \text{ pompa} \times t \\
 &= 1,5 \text{ m}^3 \times 360 \text{ detik} \\
 &= 540,00 \text{ m}^3/\text{detik} \\
 \text{Vol. } outflow \text{ kom. 3} &= \text{vol. } outflow \text{ 2} + \text{vol. } outflow \text{ 3} \\
 &= 0 \text{ m}^3 + 540,00 \text{ m}^3 \\
 &= 540,00 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. yang dikend. 3} &= \text{vol. } inflow \text{ kom. 3} - \text{vol. } outflow \text{ kom. 3} \\
 &= 5737,55 \text{ m}^3 - 540,00 \text{ m}^3 \\
 &= 5197,55 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. yang melimpas 3} &= \text{vol. yang dikend. 3} - \text{vol. tampungan} \\
 &= 5197,55 \text{ m}^3 - 7661,78 \text{ m}^3 \\
 &= -2464,23 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Tabel 4.51 Volume *Inflow Outflow* Saluran Manyar Kertoadi 2 Setelah Diberi Pompa

t	$\Delta t$	Volume <i>Inflow</i>			Volume <i>Outflow</i>			Volume yang harus dikendalikan tampungan	Volume yang melimpas	Keterangan
		Q5	Volume	Vol. Komulatif	Q pompa	Volume	Vol. Komulatif			
(jam)	(detik)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	
0,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-
0,20	720	4,005	2883,48	2883,48	0	0,00	0,00	2883,48	-4778,30	Tidak Melimpas
0,30	360	7,928	2854,07	5737,55	1,5	540,00	540,00	5197,55	-2464,23	Tidak Melimpas
0,34	161	7,006	1127,41	6864,97	1,5	241,39	781,39	6083,58	-1578,20	Tidak Melimpas
0,50	559	4,229	2364,45	9229,41	3	1677,23	2458,61	6770,80	-890,98	Tidak Melimpas
0,60	360	3,374	1214,62	10444,04	3	1080,00	3538,61	6905,42	-756,36	Tidak Melimpas
0,99	1408	3,228	4543,89	14987,93	3	4222,98	7761,59	7226,34	-435,44	Tidak Melimpas
1,20	752	2,721	2047,40	17035,33	3	2257,02	10018,61	7016,71	-645,07	Tidak Melimpas
1,30	360	2,462	886,37	17921,70	3	1080,00	11098,61	6823,09	-838,70	Tidak Melimpas
1,40	360	2,228	801,94	18723,64	3	1080,00	12178,61	6545,03	-1116,76	Tidak Melimpas
1,50	360	2,015	725,55	19449,19	1,5	540,00	12718,61	6730,58	-931,21	Tidak Melimpas



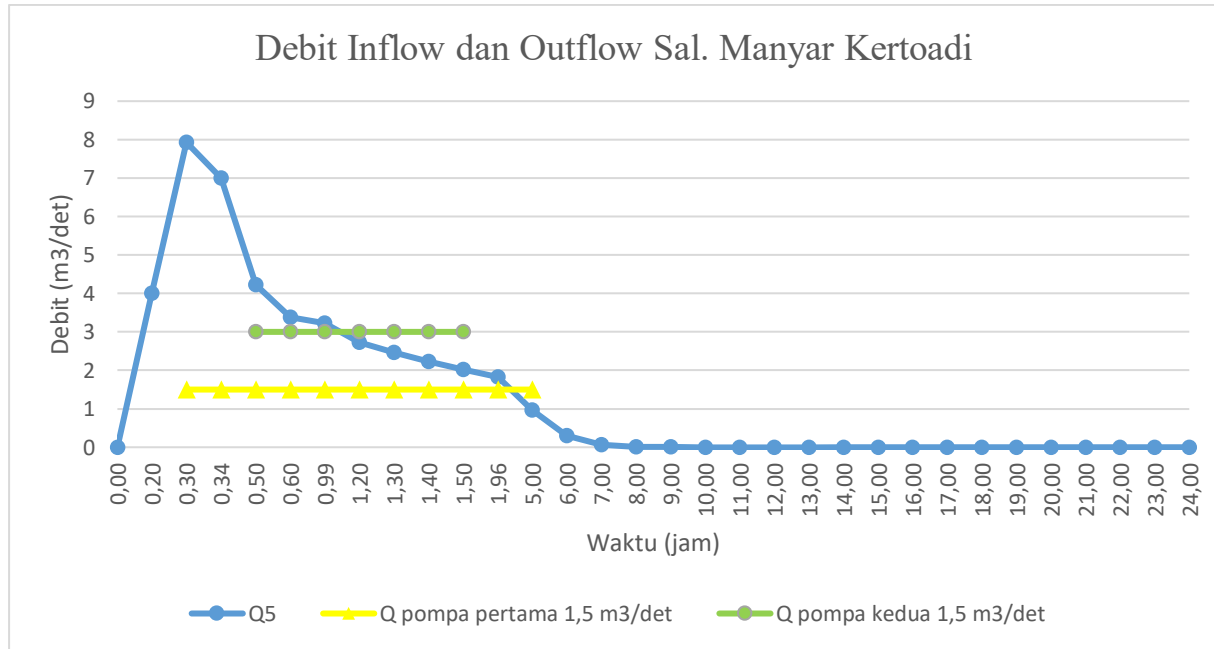
Tabel 4.51 Volume *Inflow Outflow* Saluran Manyar Kertoadi 2 Setelah Diberi Pompa (Lanjutan)

t	$\Delta t$	Volume <i>Inflow</i>			Q pompa	Volume <i>Outflow</i>		Volume yang harus dikendalikan tampungan	Volume yang melimpas	Keterangan
		Q5	Volume	Vol. Komulatif		Volume	Vol. Komulatif			
(jam)	(detik)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	
1,96	1658	1,823	3022,82	22472,01	1,5	2486,64	15205,25	7266,75	-395,03	Tidak Melimpas
5,00	10942	0,968	10596,39	33068,40	1,5	16413,36	31618,61	1449,79	-6211,99	Tidak Melimpas
6,00	3600	0,298	1074,38	34142,78	0	0,00	31618,61	2524,16	-5137,62	Tidak Melimpas
7,00	3600	0,066	239,35	34382,13	0	0,00	31618,61	2763,52	-4898,26	Tidak Melimpas
8,00	3600	0,015	53,32	34435,46	0	0,00	31618,61	2816,84	-4844,94	Tidak Melimpas
9,00	3600	0,003	11,88	34447,33	0	0,00	31618,61	2828,72	-4833,06	Tidak Melimpas
10,00	3600	0,001	2,65	34449,98	0	0,00	31618,61	2831,37	-4830,41	Tidak Melimpas
11,00	3600	0,000	0,59	34450,57	0	0,00	31618,61	2831,96	-4829,82	Tidak Melimpas
12,00	3600	0,000	0,13	34450,70	0	0,00	31618,61	2832,09	-4829,69	Tidak Melimpas
13,00	3600	0,000	0,03	34450,73	0	0,00	31618,61	2832,12	-4829,66	Tidak Melimpas
14,00	3600	0,000	0,01	34450,74	0	0,00	31618,61	2832,13	-4829,66	Tidak Melimpas

Tabel 4.51 Volume *Inflow Outflow* Saluran Manyar Kertoadi 2 Setelah Diberi Pompa (Lanjutan)

t	$\Delta t$	Volume <i>Inflow</i>			Volume <i>Outflow</i>			Volume yang harus dikendalikan tampungan	Volume yang melimpas	Keterangan
		Q5	Volume	Vol. Komulatif	Q pompa	Volume	Vol. Komulatif			
(jam)	(detik)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	
15,00	3600	0,000	0,00	34450,74	0	0,00	31618,61	2832,13	-4829,66	Tidak Melimpas
16,00	3600	0,000	0,00	34450,74	0	0,00	31618,61	2832,13	-4829,65	Tidak Melimpas
17,00	3600	0,000	0,00	34450,74	0	0,00	31618,61	2832,13	-4829,65	Tidak Melimpas
18,00	3600	0,000	0,00	34450,74	0	0,00	31618,61	2832,13	-4829,65	Tidak Melimpas
19,00	3600	0,000	0,00	34450,74	0	0,00	31618,61	2832,13	-4829,65	Tidak Melimpas
20,00	3600	0,000	0,00	34450,74	0	0,00	31618,61	2832,13	-4829,65	Tidak Melimpas
21,00	3600	0,000	0,00	34450,74	0	0,00	31618,61	2832,13	-4829,65	Tidak Melimpas
22,00	3600	0,000	0,00	34450,74	0	0,00	31618,61	2832,13	-4829,65	Tidak Melimpas
23,00	3600	0,000	0,00	34450,74	0	0,00	31618,61	2832,13	-4829,65	Tidak Melimpas
24,00	3600	0,000	0,00	34450,74	0	0,00	31618,61	2832,13	-4829,65	Tidak Melimpas

(Sumber: Hasil Perhitungan)



**Gambar 4.9 Debit *Inflow* dan *Outflow* Saluran Manyar Kertoadi**

#### 4.4 Analisis Penempatan 2 Buah Pompa pada Saluran Gebang Lor (Hilir)

##### 4.4.1 Kolam Tampungan

Analisis lengkung kapasitas volume kolam tampungan saluran Manyar Kertoadi 2 diketahui:

Elevasi dasar kolam = +2,42

Dimensi kolam gravitasi:

Panjang (P) = 6,00 m

Lebar (b) = 5,85 m

Miring (m) = 0

Koefisien kekasaran (n) = 0,013

Tinggi kolam ( $h_{\text{total}}$ ) = 2,8 m

*Long storage* Tengah ITS = 3170 m<sup>3</sup>

Contoh perhitungan:

Elevasi 2 = Elevasi 1 +  $h_2$   
 = +2,42 m + 0,08 m  
 = +2,5 m

$h$  Kumulatif =  $h_1 + h_2$   
 = 0 + 0,08 m  
 = 0,08 m

A =  $(b + m \times h \text{ Kumulatif}) h \text{ Kumulatif}$   
 =  $(5,85 \text{ m} + 0 \times 0,08 \text{ m}) \times 0,08 \text{ m}$   
 = 0,468 m<sup>2</sup>

V1 =  $b \times h \times P$   
 = 5,85 m  $\times$  1 m  $\times$  6 m  
 = 35,10 m<sup>3</sup>

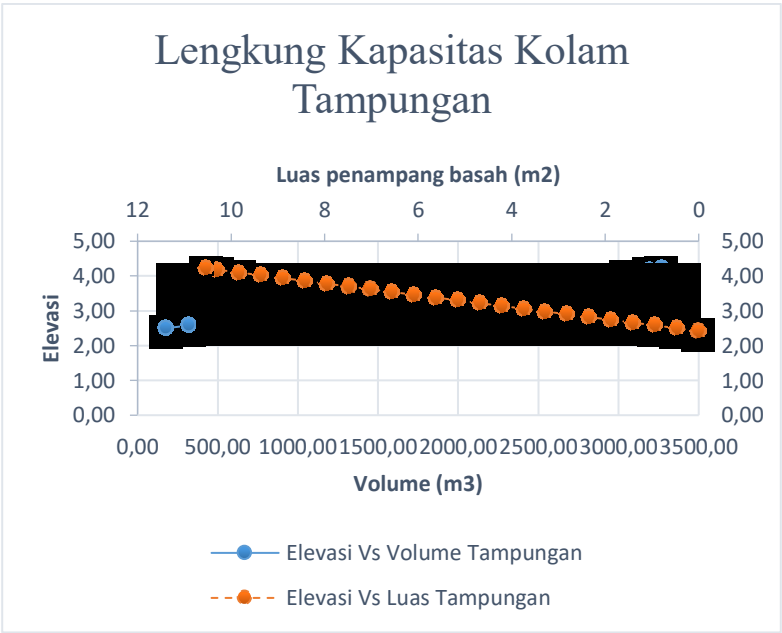
V2 =  $(A_2 \times P_2) + V_1$   
 =  $(0,468 \text{ m}^2 \times 6 \text{ m}) + 35,10 \text{ m}^3$   
 = 37,91 m<sup>3</sup>

V Total =  $V_2 + (\text{Long Storage Tengah ITS}/h_{24}) \times h \text{ kom}_2$   
 =  $37,91 \text{ m}^3 + (3170 \text{ m}^3/1,8 \text{ m}) \times 0,08 \text{ m}$   
 = 178,82 m<sup>3</sup>

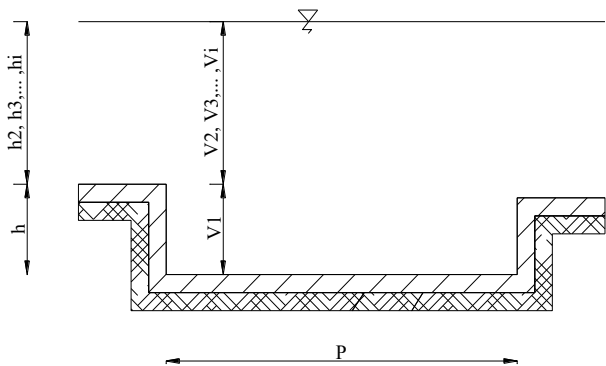
Tabel 4.52 Kapasitas Kolam Tampungan Saluran Gebang Lor

No	Elevasi (m)	Beda Tinggi (h) (m)	h Kumulatif (m)	Luas (A) (m <sup>2</sup> )	Volume (V) (m <sup>3</sup> )	Volume Total (V) (m <sup>3</sup> )
1	2,42	0	0	0	35,10	
2	2,50	0,08	0,08	0,468	37,91	178,82
3	2,58	0,08	0,16	0,936	40,72	322,55
4	2,66	0,08	0,24	1,404	43,52	466,27
5	2,74	0,08	0,32	1,872	46,33	610,00
6	2,82	0,08	0,40	2,340	49,14	753,72
7	2,90	0,08	0,48	2,808	51,95	897,45
8	2,98	0,08	0,56	3,276	54,76	1041,17
9	3,06	0,08	0,64	3,744	57,56	1184,90
10	3,14	0,08	0,72	4,212	60,37	1328,62
11	3,22	0,08	0,80	4,680	63,18	1472,34
12	3,30	0,08	0,88	5,148	65,99	1616,07
13	3,38	0,08	0,96	5,616	68,80	1759,79
14	3,46	0,08	1,04	6,084	71,60	1903,52
15	3,54	0,08	1,12	6,552	74,41	2047,24
16	3,62	0,08	1,20	7,020	77,22	2190,97
17	3,70	0,08	1,28	7,488	80,03	2334,69
18	3,78	0,08	1,36	7,956	82,84	2478,42
19	3,86	0,08	1,44	8,424	85,64	2622,14
20	3,94	0,08	1,52	8,892	88,45	2765,86
21	4,02	0,08	1,60	9,360	91,26	2909,59
22	4,10	0,08	1,68	9,828	94,07	3053,31
23	4,18	0,08	1,76	10,296	96,88	3197,04
24	4,22	0,04	1,80	10,530	98,28	3268,90

(Sumber: Hasil Perhitungan)



Gambar 4.10 Lengkung Kapasitas Kolam Tampung Saluran Gebang Lor



Gambar 4.11 Kolam Tampung Saluran Gebang Lor

#### 4.4.2 Volume *Inflow* dan *Outflow* Saluran Gebang Lor Sebelum Diberi Pompa

Berikut merupakan perhitungan *inflow* dan *outflow* saluran Gebang Lor sebelum diberi pompa:

$$\begin{aligned}
 \Delta t_2 &= t_2 - t_1 \\
 &= 0,18 \text{ jam} - 0,00 \text{ jam} \\
 &= 0,18 \text{ jam} \\
 &= 638 \text{ detik} \\
 \text{Volume } inflow \ 2 &= Q_{5_2} \times \Delta t_2 \\
 &= 5,144 \text{ m}^3/\text{detik} \times 638 \text{ detik} \\
 &= 3280,28 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. } inflow \text{ komulatif } 2 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 1 + \text{vol. } inflow \ 2 \\
 &= 0 \text{ m}^3 + 3280,28 \text{ m}^3 \\
 &= 3280,28 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. yang dikend. } 2 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 2 - \text{vol. } outflow \text{ kom. } 2 \\
 &= 3280,28 \text{ m}^3 - 0 \text{ m}^3 \\
 &= 3280,28 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. yang melimpas } 2 &= \text{vol. yang dikend. } 2 - \text{vol. tampungan} \\
 &= 3280,28 \text{ m}^3 - 3268,90 \text{ m}^3 \\
 &= 11,38 \text{ m}^3 \\
 \Delta t_3 &= t_3 - t_2 \\
 &= 0,19 \text{ jam} - 0,18 \text{ jam} \\
 &= 0,1 \text{ jam} = 61 \text{ detik} \\
 \text{Volume } inflow \ 3 &= Q_{5_3} \times \Delta t_3 \\
 &= 18,610 \text{ m}^3/\text{detik} \times 61 \text{ detik} \\
 &= 1126,73 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. } inflow \text{ komulatif } 3 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 2 + \text{vol. } inflow \ 3 \\
 &= 3280,28 \text{ m}^3 + 1126,73 \text{ m}^3 \\
 &= 4407,01 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. yang dikend. } 3 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 3 - \text{vol. } outflow \text{ kom. } 3 \\
 &= 4407,01 \text{ m}^3 - 0 \text{ m}^3 \\
 &= 4407,01 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. yang melimpas } 3 &= \text{vol. yang dikend. } 3 - \text{vol. tampungan} \\
 &= 4407,01 \text{ m}^3 - 3268,90 \text{ m}^3 \\
 &= 1138,11 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Tabel 4.53 Volume *Inflow Outflow* Saluran Gebang Lor Tanpa Pompa

t	$\Delta t$	Volume <i>Inflow</i>			Volume <i>Outflow</i>			Volume yang harus dikendalikan tampungan	Volume yang melimpas	Keterangan
		Q5	Volume	Vol. Kumulatif	Q pompa	Volume	Vol. Kumulatif			
(jam)	(detik)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	
0,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-
0,18	638	5,144	3280,28	3280,28	0	0,00	0,00	3280,28	11,38	Melimpas
0,19	61	18,610	1126,73	4407,01	0	0,00	0,00	4407,01	1138,11	Melimpas
0,50	1102	16,325	17986,90	22393,91	0	0,00	0,00	22393,91	19125,01	Melimpas
0,60	360	8,099	2915,51	25309,42	0	0,00	0,00	25309,42	22040,52	Melimpas
2,00	5040	1,716	8647,85	33957,27	0	0,00	0,00	33957,27	30688,37	Melimpas
3,00	3600	0,617	2220,34	36177,61	0	0,00	0,00	36177,61	32908,71	Melimpas
3,10	360	0,332	119,66	36297,27	0	0,00	0,00	36297,27	33028,37	Melimpas
3,15	180	0,191	34,27	36331,53	0	0,00	0,00	36331,53	33062,63	Melimpas
3,20	180	0,118	21,28	36352,82	0	0,00	0,00	36352,82	33083,92	Melimpas
3,25	180	0,080	14,42	36367,23	0	0,00	0,00	36367,23	33098,33	Melimpas



Tabel 4.53 Volume *Inflow Outflow* Saluran Gebang Lor Tanpa Pompa (Lanjutan)

t	$\Delta t$	Volume <i>Inflow</i>			Volume <i>Outflow</i>			Volume yang harus dikendalikan tampungan	Volume yang melimpas	Keterangan
		Q5	Volume	Vol. Komulatif	Q pompa	Volume	Vol. Komulatif			
(jam)	(detik)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	
3,77	1867	0,038	71,26	36438,50	0	0,00	0,00	36438,50	33169,60	Melimpas
4,00	833	0,023	19,51	36458,00	0	0,00	0,00	36458,00	33189,10	Melimpas
5,00	3600	0,141	507,23	36965,23	0	0,00	0,00	36965,23	33696,33	Melimpas
6,00	3600	0,070	250,34	37215,57	0	0,00	0,00	37215,57	33946,67	Melimpas
7,00	3600	0,035	124,45	37340,02	0	0,00	0,00	37340,02	34071,12	Melimpas
8,00	3600	0,017	62,07	37402,09	0	0,00	0,00	37402,09	34133,19	Melimpas
9,00	3600	0,009	31,00	37433,09	0	0,00	0,00	37433,09	34164,19	Melimpas
10,00	3600	0,004	15,49	37448,59	0	0,00	0,00	37448,59	34179,68	Melimpas
11,00	3600	0,002	7,75	37456,33	0	0,00	0,00	37456,33	34187,43	Melimpas
12,00	3600	0,001	3,87	37460,20	0	0,00	0,00	37460,20	34191,30	Melimpas
13,00	3600	0,001	1,94	37462,14	0	0,00	0,00	37462,14	34193,24	Melimpas

Tabel 4.53 Volume *Inflow Outflow* Saluran Gebang Lor Tanpa Pompa (Lanjutan)

t	$\Delta t$	Volume <i>Inflow</i>			Volume <i>Outflow</i>			Volume yang harus dikendalikan tumpungan	Volume yang melimpas	Keterangan
		Q5	Volume	Vol. Komulatif	Q pompa	Volume	Vol. Komulatif			
(jam)	(detik)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	
14,00	3600	0,000	0,97	37463,11	0	0,00	0,00	37463,11	34194,21	Melimpas
15,00	3600	0,000	0,48	37463,59	0	0,00	0,00	37463,59	34194,69	Melimpas
16,00	3600	0,000	0,24	37463,84	0	0,00	0,00	37463,84	34194,93	Melimpas
17,00	3600	0,000	0,12	37463,96	0	0,00	0,00	37463,96	34195,06	Melimpas
18,00	3600	0,000	0,06	37464,02	0	0,00	0,00	37464,02	34195,12	Melimpas
19,00	3600	0,000	0,03	37464,05	0	0,00	0,00	37464,05	34195,15	Melimpas
20,00	3600	0,000	0,02	37464,06	0	0,00	0,00	37464,06	34195,16	Melimpas
21,00	3600	0,000	0,01	37464,07	0	0,00	0,00	37464,07	34195,17	Melimpas
22,00	3600	0,000	0,00	37464,07	0	0,00	0,00	37464,07	34195,17	Melimpas
23,00	3600	0,000	0,00	37464,08	0	0,00	0,00	37464,08	34195,17	Melimpas
24,00	3600	0,000	0,00	37464,08	0	0,00	0,00	37464,08	34195,17	Melimpas

(Sumber: Hasil Perhitungan)

#### 4.4.3 Volume *Inflow* dan *Outflow* Saluran Gebang Lor Setelah Diberi Pompa Dua Buah 1,5 m<sup>3</sup>/det

Berikut merupakan perhitungan *inflow* dan *outflow* saluran Gebang Lor (Bagian hilir saluran Gebang Lor) setelah diberi pompa sebanyak dua buah pompa berkapasitas 1,5 m<sup>3</sup>/det:

$$\begin{aligned}
 \Delta t_2 &= t_2 - t_1 \\
 &= 0,18 \text{ jam} - 0,00 \text{ jam} \\
 &= 0,18 \text{ jam} \\
 &= 638 \text{ detik} \\
 \text{Volume } inflow \ 2 &= Q_{5_2} \times \Delta t_2 \\
 &= 5,144 \text{ m}^3/\text{detik} \times 638 \text{ detik} \\
 &= 3280,28 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. } inflow \text{ komulatif } 2 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 1 + \text{vol. } inflow \ 2 \\
 &= 0 \text{ m}^3 + 3280,28 \text{ m}^3 \\
 &= 3280,28 \text{ m}^3 \\
 \text{Volume } outflow \ 2 &= Q_{pompa \ 2} \times t_2 \\
 &= 1,5 \text{ m}^3/\text{detik} \times 638 \text{ detik} \\
 &= 956,48 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. } outflow \text{ kom. } 2 &= \text{vol. } outflow \ 1 + \text{vol. } outflow \ 2 \\
 &= 0 \text{ m}^3 + 956,48 \text{ m}^3 \\
 &= 956,48 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. yang dikend. } 2 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 2 - \text{vol. } outflow \text{ kom. } 2 \\
 &= 3280,28 \text{ m}^3 - 956,48 \text{ m}^3 \\
 &= 2323,80 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. yang melimpas } 2 &= \text{vol. yang dikend. } 2 - \text{vol. tampungan} \\
 &= 2323,80 \text{ m}^3 - 3268,90 \text{ m}^3 \\
 &= -945,10 \text{ m}^3 \\
 \Delta t_3 &= t_3 - t_2 \\
 &= 0,19 \text{ jam} - 0,18 \text{ jam} \\
 &= 0,1 \text{ jam} \\
 &= 61 \text{ detik} \\
 \text{Volume } inflow \ 3 &= Q_{5_3} \times \Delta t_3 \\
 &= 18,610 \text{ m}^3/\text{detik} \times 61 \text{ detik} \\
 &= 1126,73 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Vol. inflow komulatif 3} &= \text{vol. inflow kom. 2} + \text{vol. inflow 3} \\
 &= 3280,28 \text{ m}^3 + 1126,73 \text{ m}^3 \\
 &= 4407,01 \text{ m}^3 \\
 \text{Volume outflow 3} &= Q \text{ pompa 3} \times t \\
 &= 3 \text{ m}^3 \times 61 \text{ detik} \\
 &= 181,64 \text{ m}^3/\text{detik} \\
 \text{Vol. outflow kom. 3} &= \text{vol. outflow kom. 2} + \text{vol. outflow 3} \\
 &= 956,48 \text{ m}^3 + 181,64 \text{ m}^3/\text{detik} \\
 &= 1138,11 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. yang dikend. 3} &= \text{vol. inflow kom. 3} - \text{vol. outflow kom. 3} \\
 &= 4407,01 \text{ m}^3 - 1138,11 \text{ m}^3 \\
 &= 3268,90 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. yang melimpas 3} &= \text{vol. yang dikend. 3} - \text{vol. tampungan} \\
 &= 3268,90 \text{ m}^3 - 3268,90 \text{ m}^3 \\
 &= 0 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Tabel 4.54 Volume *Inflow Outflow* Saluran Gebang Lor Setelah Diberi Pompa pada Hilirnya

t	$\Delta t$	Volume <i>Inflow</i>			Volume <i>Outflow</i>			Volume yang harus dikendalikan tampungan	Volume yang melimpas	Keterangan
		Q5	Volume	Vol. Komulatif	Q pompa	Volume	Vol. Komulatif			
(jam)	(detik)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	
0,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-
0,18	638	5,144	3280,28	3280,28	1,5	956,48	956,48	2323,80	-945,10	Tidak Melimpas
0,19	61	18,610	1126,73	4407,01	3	181,64	1138,11	3268,90	0,00	Tidak Melimpas
0,50	1102	16,325	17986,90	22393,91	3	3305,41	4443,52	17950,39	14681,48	Melimpas
0,60	360	8,099	2915,51	25309,42	3	1080,00	5523,52	19785,90	16517,00	Melimpas
2,00	5040	1,716	8647,85	33957,27	3	15120,00	20643,52	13313,74	10044,84	Melimpas
3,00	3600	0,617	2220,34	36177,61	3	10800,00	31443,52	4734,09	1465,19	Melimpas
3,10	360	0,332	119,66	36297,27	3	1080,00	32523,52	3773,75	504,84	Melimpas
3,15	180	0,191	34,27	36331,53	3	539,11	33062,63	3268,90	0,00	Melimpas
3,20	180	0,118	21,28	36352,82	1,5	270,45	33333,08	3019,74	-249,16	Tidak Melimpas
3,25	180	0,080	14,42	36367,23	1,5	270,00	33603,08	2764,15	-504,75	Tidak Melimpas

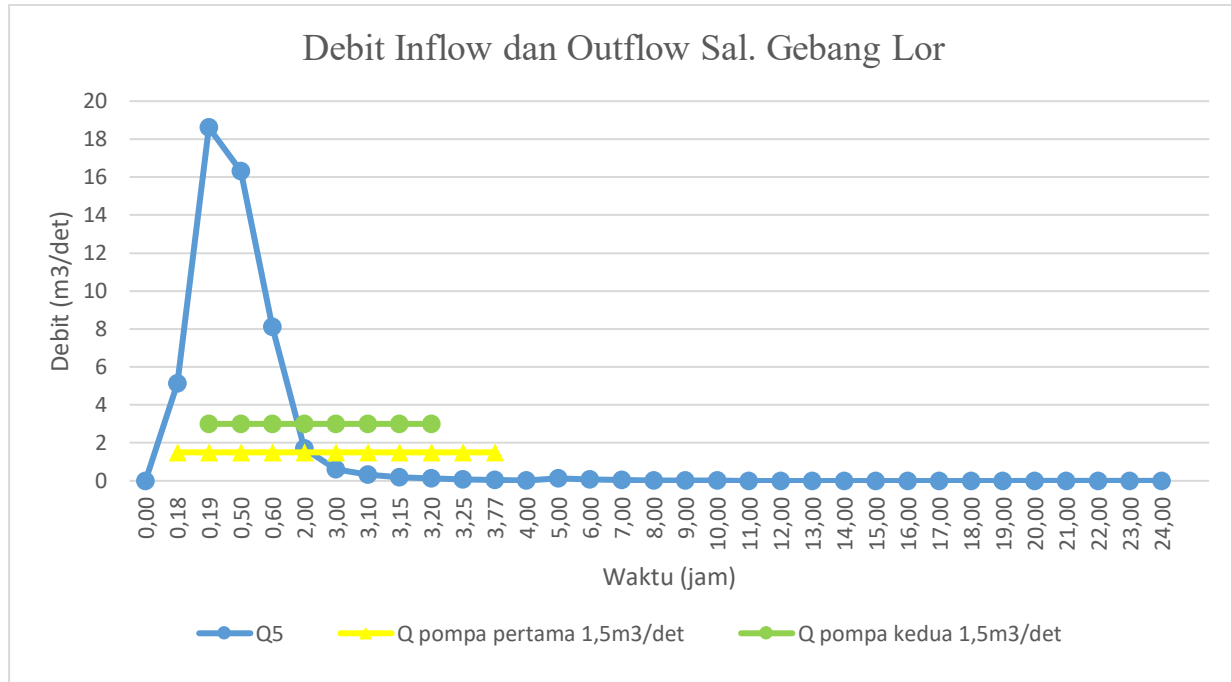
Tabel 4.54 Volume *Inflow Outflow* Saluran Gebang Lor Setelah Diberi Pompa pada Hilirnya (Lanjutan)

t	$\Delta t$	Volume <i>Inflow</i>			Volume <i>Outflow</i>			Volume yang harus dikendalikan tampungan	Volume yang melimpas	Keterangan
		Q5	Volume	Vol. Komulatif	Q pompa	Volume	Vol. Komulatif			
(jam)	(detik)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	
3,77	1867	0,038	71,26	36438,50	1,5	2800,42	36403,50	35,00	-3233,90	Tidak Melimpas
4,00	833	0,023	19,51	36458,00	0	0,00	36403,50	54,51	-3214,39	Tidak Melimpas
5,00	3600	0,141	507,23	36965,23	0	0,00	36403,50	561,73	-2707,17	Tidak Melimpas
6,00	3600	0,070	250,34	37215,57	0	0,00	36403,50	812,08	-2456,82	Tidak Melimpas
7,00	3600	0,035	124,45	37340,02	0	0,00	36403,50	936,53	-2332,37	Tidak Melimpas
8,00	3600	0,017	62,07	37402,09	0	0,00	36403,50	998,59	-2270,31	Tidak Melimpas
9,00	3600	0,009	31,00	37433,09	0	0,00	36403,50	1029,60	-2239,31	Tidak Melimpas
10,00	3600	0,004	15,49	37448,59	0	0,00	36403,50	1045,09	-2223,81	Tidak Melimpas
11,00	3600	0,002	7,75	37456,33	0	0,00	36403,50	1052,84	-2216,07	Tidak Melimpas
12,00	3600	0,001	3,87	37460,20	0	0,00	36403,50	1056,71	-2212,19	Tidak Melimpas
13,00	3600	0,001	1,94	37462,14	0	0,00	36403,50	1058,64	-2210,26	Tidak Melimpas

Tabel 4.54 Volume *Inflow Outflow* Saluran Gebang Lor Setelah Diberi Pompa pada Hilirnya (Lanjutan)

t	$\Delta t$	Volume <i>Inflow</i>			Volume <i>Outflow</i>			Volume yang harus dikendalikan tampungan	Volume yang melimpas	Keterangan
		Q5	Volume	Vol. Komulatif	Q pompa	Volume	Vol. Komulatif			
(jam)	(detik)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	
14,00	3600	0,000	0,97	37463,11	0	0,00	36403,50	1059,61	-2209,29	Tidak Melimpas
15,00	3600	0,000	0,48	37463,59	0	0,00	36403,50	1060,10	-2208,80	Tidak Melimpas
16,00	3600	0,000	0,24	37463,84	0	0,00	36403,50	1060,34	-2208,56	Tidak Melimpas
17,00	3600	0,000	0,12	37463,96	0	0,00	36403,50	1060,46	-2208,44	Tidak Melimpas
18,00	3600	0,000	0,06	37464,02	0	0,00	36403,50	1060,52	-2208,38	Tidak Melimpas
19,00	3600	0,000	0,03	37464,05	0	0,00	36403,50	1060,55	-2208,35	Tidak Melimpas
20,00	3600	0,000	0,02	37464,06	0	0,00	36403,50	1060,57	-2208,33	Tidak Melimpas
21,00	3600	0,000	0,01	37464,07	0	0,00	36403,50	1060,57	-2208,33	Tidak Melimpas
22,00	3600	0,000	0,00	37464,07	0	0,00	36403,50	1060,58	-2208,32	Tidak Melimpas
23,00	3600	0,000	0,00	37464,08	0	0,00	36403,50	1060,58	-2208,32	Tidak Melimpas
24,00	3600	0,000	0,00	37464,08	0	0,00	36403,50	1060,58	-2208,32	Tidak Melimpas

(Sumber: Hasil Perhitungan)



Gambar 4.12 Debit *Inflow* dan *Outflow* Saluran Gebang Lor



#### 4.5 Analisis Penempatan Pompa pada Saluran Manyar Kertoadi 2 dan Gebang Lor (Hulu dan Hilir)

##### 4.5.1 Volume *Inflow* dan *Outflow* Saluran Gebang Lor Sebelum Diberi Pompa

Berikut merupakan perhitungan *inflow* dan *outflow* saluran Gebang Lor yang sebelum diberi pompa pada hulu dan hilir saluran Gebang Lor:

$$\begin{aligned}
 \Delta t_2 &= t_2 - t_1 \\
 &= 0,18 \text{ jam} - 0,00 \text{ jam} \\
 &= 0,18 \text{ jam} \\
 &= 638 \text{ detik} \\
 \text{Volume } inflow \text{ 2} &= Q_{5_2} \times \Delta t_2 \\
 &= 5,144 \text{ m}^3/\text{detik} \times 638 \text{ detik} \\
 &= 3280,28 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. } inflow \text{ komulatif 2} &= \text{vol. } inflow \text{ kom. 1} + \text{vol. } inflow \text{ 2} \\
 &= 0 \text{ m}^3 + 3280,28 \text{ m}^3 \\
 &= 3280,28 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. yang dikend. 2} &= \text{vol. } inflow \text{ kom. 2} - \text{vol. } outflow \text{ kom. 2} \\
 &= 3280,28 \text{ m}^3 - 0 \text{ m}^3 \\
 &= 3280,28 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. yang melimpas 2} &= \text{vol. yang dikend. 2} - \text{vol. tampungan} \\
 &= 3280,28 \text{ m}^3 - 3268,90 \text{ m}^3 \\
 &= 11,38 \text{ m}^3 \\
 \Delta t_3 &= t_3 - t_2 \\
 &= 0,19 \text{ jam} - 0,18 \text{ jam} \\
 &= 0,1 \text{ jam} \\
 &= 61 \text{ detik} \\
 \text{Volume } inflow \text{ 3} &= Q_{5_3} \times \Delta t_3 \\
 &= 18,610 \text{ m}^3/\text{detik} \times 61 \text{ detik} \\
 &= 1126,73 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. } inflow \text{ komulatif 3} &= \text{vol. } inflow \text{ kom. 2} + \text{vol. } inflow \text{ 3} \\
 &= 3280,28 \text{ m}^3 + 1126,73 \text{ m}^3 \\
 &= 4407,01 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Vol. yang dikend. 3} &= \text{vol. } inflow \text{ kom. 3} - \text{vol. } outflow \text{ kom. 3} \\ &= 4407,01 \text{ m}^3 - 0 \text{ m}^3 \\ &= 4407,01 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. yang melimpas 3} &= \text{vol. yang dikend. 3} - \text{vol. tampungan} \\ &= 4407,01 \text{ m}^3 - 3268,90 \text{ m}^3 \\ &= 1138,11 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. yang dikend. 4} &= \text{vol. } inflow \text{ kom. 4} - \text{vol. } outflow \text{ kom. 3} \\ &= 781,39 \text{ m}^3 - 0 \text{ m}^3 \\ &= 781,39 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. yang melimpas 4} &= \text{vol. yang dikend. 4} - \text{vol. tampungan} \\ &= 781,39 \text{ m}^3 - 7661,78 \text{ m}^3 \\ &= -6880,39 \text{ m}^3\end{aligned}$$

Tabel 4.55 Volume Inflow Outflow Saluran Gebang Lor Tanpa Pompa pada Hulu dan Hilirnya

t	$\Delta t$	Volume Inflow			Volume Outflow			Volume yang harus dikendalikan tampungan	Volume yang melimpas	Keterangan
		Q5	Volume	Vol. Komulatif	Q pompa	Volume	Vol. Komulatif			
(jam)	(detik)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	
0,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-
0,18	638	5,144	3280,28	3280,28	0	0,00	0,00	3280,28	11,38	Melimpas
0,19	61	18,610	1126,73	4407,01	0	0,00	0,00	4407,01	1138,11	Melimpas
0,50	1102	16,325	17986,90	22393,91	0	0,00	0,00	22393,91	19125,01	Melimpas
0,60	360	8,099	2915,51	25309,42	0	0,00	0,00	25309,42	22040,52	Melimpas
2,00	5040	1,716	8647,85	33957,27	0	0,00	0,00	33957,27	30688,37	Melimpas
3,00	3600	0,617	2220,34	36177,61	0	0,00	0,00	36177,61	32908,71	Melimpas
3,10	360	0,332	119,66	36297,27	0	0,00	0,00	36297,27	33028,37	Melimpas
3,15	180	0,191	34,27	36331,53	0	0,00	0,00	36331,53	33062,63	Melimpas
3,20	180	0,118	21,28	36352,82	0	0,00	0,00	36352,82	33083,92	Melimpas
3,25	180	0,080	14,42	36367,23	0	0,00	0,00	36367,23	33098,33	Melimpas

Tabel 4.55 Volume Inflow Outflow Saluran Gebang Lor Tanpa Pompa pada Hulu dan Hilirnya (Lanjutan)

t	$\Delta t$	Volume Inflow			Volume Outflow			Volume yang harus dikendalikan tampungan	Volume yang melimpas	Keterangan
		Q5	Volume	Vol. Kumulatif	Q pompa	Volume	Vol. Kumulatif			
(jam)	(detik)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	
3,77	1867	0,038	71,26	36438,50	0	0,00	0,00	36438,50	33169,60	Melimpas
4,00	833	0,023	19,51	36458,00	0	0,00	0,00	36458,00	33189,10	Melimpas
5,00	3600	0,141	507,23	36965,23	0	0,00	0,00	36965,23	33696,33	Melimpas
6,00	3600	0,070	250,34	37215,57	0	0,00	0,00	37215,57	33946,67	Melimpas
7,00	3600	0,035	124,45	37340,02	0	0,00	0,00	37340,02	34071,12	Melimpas
8,00	3600	0,017	62,07	37402,09	0	0,00	0,00	37402,09	34133,19	Melimpas
9,00	3600	0,009	31,00	37433,09	0	0,00	0,00	37433,09	34164,19	Melimpas
10,00	3600	0,004	15,49	37448,59	0	0,00	0,00	37448,59	34179,68	Melimpas
11,00	3600	0,002	7,75	37456,33	0	0,00	0,00	37456,33	34187,43	Melimpas
12,00	3600	0,001	3,87	37460,20	0	0,00	0,00	37460,20	34191,30	Melimpas
13,00	3600	0,001	1,94	37462,14	0	0,00	0,00	37462,14	34193,24	Melimpas

Tabel 4.55 Volume Inflow Outflow Saluran Gebang Lor Tanpa Pompa pada Hulu dan Hilirnya (Lanjutan)

t	$\Delta t$	Volume Inflow			Volume Outflow			Volume yang harus dikendalikan tampungan	Volume yang melimpas	Keterangan
		Q5	Volume	Vol. Komulatif	Q pompa	Volume	Vol. Komulatif			
(jam)	(detik)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	
14,00	3600	0,000	0,97	37463,11	0	0,00	0,00	37463,11	34194,21	Melimpas
15,00	3600	0,000	0,48	37463,59	0	0,00	0,00	37463,59	34194,69	Melimpas
16,00	3600	0,000	0,24	37463,84	0	0,00	0,00	37463,84	34194,93	Melimpas
17,00	3600	0,000	0,12	37463,96	0	0,00	0,00	37463,96	34195,06	Melimpas
18,00	3600	0,000	0,06	37464,02	0	0,00	0,00	37464,02	34195,12	Melimpas
19,00	3600	0,000	0,03	37464,05	0	0,00	0,00	37464,05	34195,15	Melimpas
20,00	3600	0,000	0,02	37464,06	0	0,00	0,00	37464,06	34195,16	Melimpas
21,00	3600	0,000	0,01	37464,07	0	0,00	0,00	37464,07	34195,17	Melimpas
22,00	3600	0,000	0,00	37464,07	0	0,00	0,00	37464,07	34195,17	Melimpas
23,00	3600	0,000	0,00	37464,08	0	0,00	0,00	37464,08	34195,17	Melimpas
24,00	3600	0,000	0,00	37464,08	0	0,00	0,00	37464,08	34195,17	Melimpas

(Sumber: Hasil Perhitungan)

#### 4.5.2 Volume *Inflow* dan *Outflow* Saluran Gebang Lor Setelah Diberi Pompa pada Hulu dan Hilirnya

Berikut merupakan perhitungan *inflow* dan *outflow* saluran Gebang Lor setelah diberi pompa pada bagian hulu dan hilir saluran Gebang Lor:

$$\begin{aligned}
 \Delta t_2 &= t_2 - t_1 \\
 &= 0,30 \text{ jam} - 0,00 \text{ jam} \\
 &= 0,30 \text{ jam} \\
 &= 1080 \text{ detik} \\
 \text{Volume } inflow \ 2 &= Q_{5_2} \times \Delta t_2 \\
 &= 8,505823 \text{ m}^3/\text{detik} \times 1080 \text{ detik} \\
 &= 9186,29 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. } inflow \text{ komulatif } 2 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 1 + \text{vol. } inflow \ 2 \\
 &= 0 \text{ m}^3 + 9186,29 \text{ m}^3 \\
 &= 9186,29 \text{ m}^3 \\
 \text{Volume } outflow \ 2 &= Q \text{ pompa } 2 \times t_2 \\
 &= 3 \text{ m}^3/\text{detik} \times 1080 \text{ detik} \\
 &= 3240,00 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. } outflow \text{ kom. } 2 &= \text{vol. } outflow \ 1 + \text{vol. } outflow \ 2 \\
 &= 0 \text{ m}^3 + 3240,00 \text{ m}^3 \\
 &= 3240,00 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. yang dikend. } 2 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 2 - \text{vol. } outflow \text{ kom. } 2 \\
 &= 9186,29 \text{ m}^3 - 3240,00 \text{ m}^3 \\
 &= 5946,29 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. yang melimpas } 2 &= \text{vol. yang dikend. } 2 - \text{vol. tampungan} \\
 &= 5946,29 \text{ m}^3 - 3268,90 \text{ m}^3 \\
 &= 2677,39 \text{ m}^3 \\
 \Delta t_3 &= t_3 - t_2 \\
 &= 0,50 \text{ jam} - 0,30 \text{ jam} \\
 &= 0,20 \text{ jam} \\
 &= 720 \text{ detik} \\
 \text{Volume } inflow \ 3 &= Q_{5_3} \times \Delta t_3 \\
 &= 7,22921 \text{ m}^3/\text{detik} \times 720 \text{ detik} \\
 &= 5205,03 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Vol. } inflow \text{ komulatif } 3 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 2 + \text{vol. } inflow \text{ } 3 \\
 &= 9186,29 \text{ m}^3 + 5205,03 \text{ m}^3 \\
 &= 14391,32 \text{ m}^3 \\
 \text{Volume } outflow \text{ } 3 &= Q \text{ pompa } 3 \times t \\
 &= 3 \text{ m}^3 \times 720 \text{ detik} \\
 &= 2160,00 \text{ m}^3/\text{detik} \\
 \text{Vol. } outflow \text{ kom. } 3 &= \text{vol. } outflow \text{ kom. } 2 + \text{vol. } outflow \text{ } 3 \\
 &= 3240,00 \text{ m}^3 + 2160,00 \text{ m}^3/\text{detik} \\
 &= 5400,00 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. yang dikend. } 3 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 3 - \text{vol. } outflow \text{ kom. } 3 \\
 &= 14391,32 \text{ m}^3 - 5400,00 \text{ m}^3 \\
 &= 8991,32 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol. yang melimpas } 3 &= \text{vol. yang dikend. } 3 - \text{vol. tampungan} \\
 &= 8991,32 \text{ m}^3 - 3268,90 \text{ m}^3 \\
 &= 5722,42 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

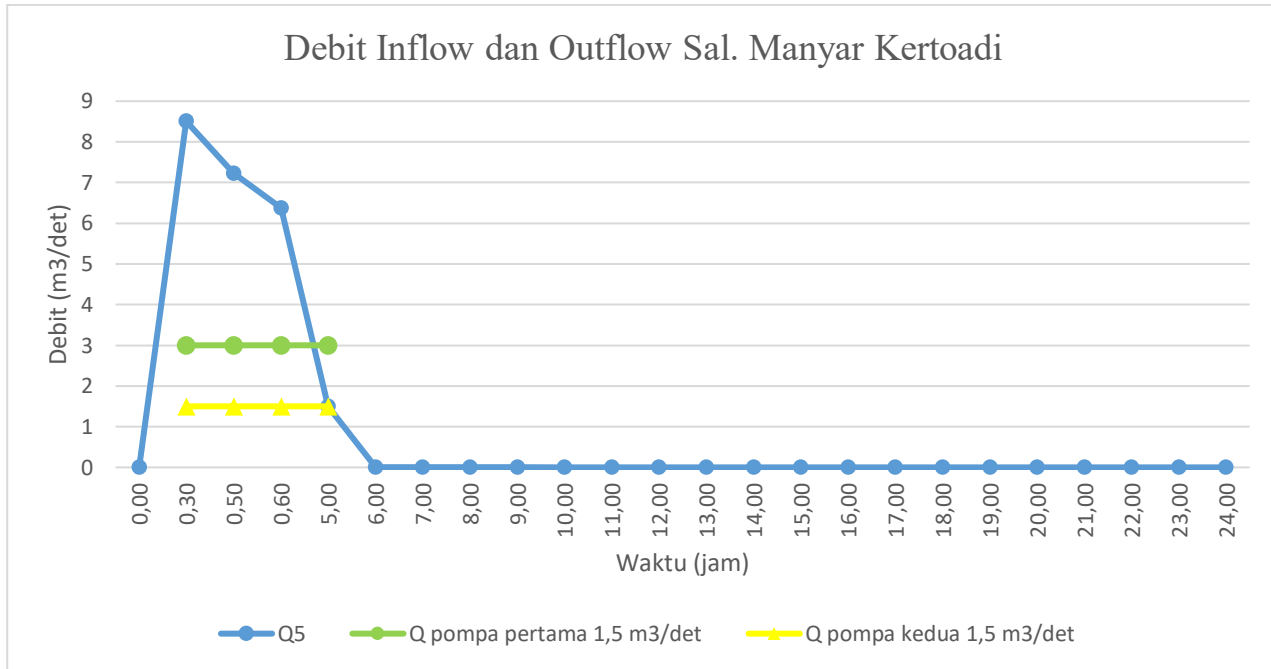
Tabel 4.56 Volume *Inflow Outflow* Saluran Gebang Lor Setelah Diberi Pompa pada Hulu dan Hilirnya

t	$\Delta t$	Volume <i>Inflow</i>			Volume <i>Outflow</i>			Volume yang harus dikendalikan tampungan	Volume yang melimpas	Keterangan
		Q5	Volume	Vol. Komulatif	Q pompa	Volume	Vol. Komulatif			
(jam)	(detik)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	
0,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-
0,30	1080	8,50582	9186,29	9186,29	3,000	3240,00	3240,00	5946,29	2677,39	Melimpas
0,50	720	7,22921	5205,03	14391,32	3,000	2160,00	5400,00	8991,32	5722,42	Melimpas
0,60	360	6,37396	2294,62	16685,94	3,000	1080,00	6480,00	10205,94	6937,04	Melimpas
5,00	15840	1,50330	23812,27	40498,21	3,000	47520,00	54000,00	-13501,79	-16770,69	Tidak Melimpas
6,00	3600	0,00074	2,65	40500,86	0,000	0,00	54000,00	-13499,14	-16768,04	Tidak Melimpas
7,00	3600	0,00016	0,59	40501,45	0,000	0,00	54000,00	-13498,55	-16767,45	Tidak Melimpas
8,00	3600	0,00004	0,13	40501,58	0,000	0,00	54000,00	-13498,42	-16767,32	Tidak Melimpas
9,00	3600	0,00001	0,03	40501,61	0,000	0,00	54000,00	-13498,39	-16767,29	Tidak Melimpas
10,00	3600	0,00000	0,01	40501,62	0,000	0,00	54000,00	-13498,38	-16767,28	Tidak Melimpas
11,00	3600	0,00000	0,00	40501,62	0,000	0,00	54000,00	-13498,38	-16767,28	Tidak Melimpas
12,00	3600	0,00000	0,00	40501,62	0,000	0,00	54000,00	-13498,38	-16767,28	Tidak Melimpas



Tabel 4.56 Volume *Inflow Outflow* Saluran Gebang Lor Setelah Diberi Pompa pada Hulu dan Hilirnya (Lanjutan)

t	$\Delta t$	Volume <i>Inflow</i>			Volume <i>Outflow</i>			Volume yang harus dikendalikan tampungan	Volume yang melimpas	Keterangan
		Q5	Volume	Vol. Komulatif	Q pompa	Volume	Vol. Komulatif			
(jam)	(detik)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	
13,00	3600	0,00000	0,00	40501,62	0,000	0,00	54000,00	-13498,38	-16767,28	Tidak Melimpas
14,00	3600	0,00000	0,00	40501,62	0,000	0,00	54000,00	-13498,38	-16767,28	Tidak Melimpas
15,00	3600	0,00000	0,00	40501,62	0,000	0,00	54000,00	-13498,38	-16767,28	Tidak Melimpas
16,00	3600	0,00000	0,00	40501,62	0,000	0,00	54000,00	-13498,38	-16767,28	Tidak Melimpas
17,00	3600	0,00000	0,00	40501,62	0,000	0,00	54000,00	-13498,38	-16767,28	Tidak Melimpas
18,00	3600	0,00000	0,00	40501,62	0,000	0,00	54000,00	-13498,38	-16767,28	Tidak Melimpas
19,00	3600	0,00000	0,00	40501,62	0,000	0,00	54000,00	-13498,38	-16767,28	Tidak Melimpas
20,00	3600	0,00000	0,00	40501,62	0,000	0,00	54000,00	-13498,38	-16767,28	Tidak Melimpas
21,00	3600	0,00000	0,00	40501,62	0,000	0,00	54000,00	-13498,38	-16767,28	Tidak Melimpas
22,00	3600	0,00000	0,00	40501,62	0,000	0,00	54000,00	-13498,38	-16767,28	Tidak Melimpas
23,00	3600	0,00000	0,00	40501,62	0,000	0,00	54000,00	-13498,38	-16767,28	Tidak Melimpas
24,00	3600	0,00000	0,00	40501,62	0,000	0,00	54000,00	-13498,38	-16767,28	Tidak Melimpas



Gambar 4.13 Debit *Inflow* dan *Outflow* Sal. Gebang Lor Pompa Hulu dan Hilir

#### 4.6 Analisis Operasional Pompa Drainase

Berdasarkan perhitungan di atas, solusi yang digunakan untuk mengatasi banjir yang ada di daerah Manyar Kertoadi adalah pembangunan rumah pompa. Untuk penempatan pompa pada hilir saluran Gebang Lor dinilai paling efektif karena bila dilihat dari segi lokasi lahan yang paling mendukung untuk dibangun rumah pompa adalah di hilir saluran Gebang Lor. Dan apabila dilihat dari hasil perhitungan saluran Manyar Kertoadi masih mampu menampung debit rencana namun terhambat alirannya karena saluran Gebang Lor tidak mampu menampung debit rencana yang ada. Aliran dari saluran Gebang Lor juga tidak dapat teralirkan dengan cepat karena elevasi air pada pertemuan hilir saluran Gebang Lor dan hilir saluran Tengah ITS tinggi. Sehingga diambil alternatif penempatan pompa di hilir saja untuk mempercepat aliran di Gebang Lor. Dengan begitu air dari saluran Manyar Kertoadi dapat mengalir lebih cepat masuk ke saluran Gebang Lor secara gravitasi.

Berikut analisis operasional pompa pada hilir saluran Gebang Lor.

##### 4.6.1 Volume yang Melimpah Periode 5 Tahun dengan 2 Pompa

Diketahui:

Dimensi kolam tampungan:

Panjang (L) = 524,3 m

Lebar (b) = 5,85 m

Tinggi (h) = 1,8 m

Volume = 3170,62 m<sup>3</sup>

Dimensi kolam gravitasi:

Panjang (L) = 6 m

Lebar (b) = 5,85 m

Tinggi = 2,8 m

Volume = 98,28 m<sup>3</sup>

#### 4.6.2 Petunjuk Operasional Pompa Drainase

Sebagai petunjuk bagi operator untuk mengoperasikan pompa drainase, perlu dipasang *pile scale* pada kolam tampungan pompa drainase. Tujuan diberikannya *pile scale* adalah mempermudah penjaga rumah pompa untuk mengoperasikan pompa hanya dengan melihat elevasi pada alat ukur tersebut.

Perhitungan batas penggunaan pompa dengan melihat tabel 4.54 dan pada gambar 4.14:

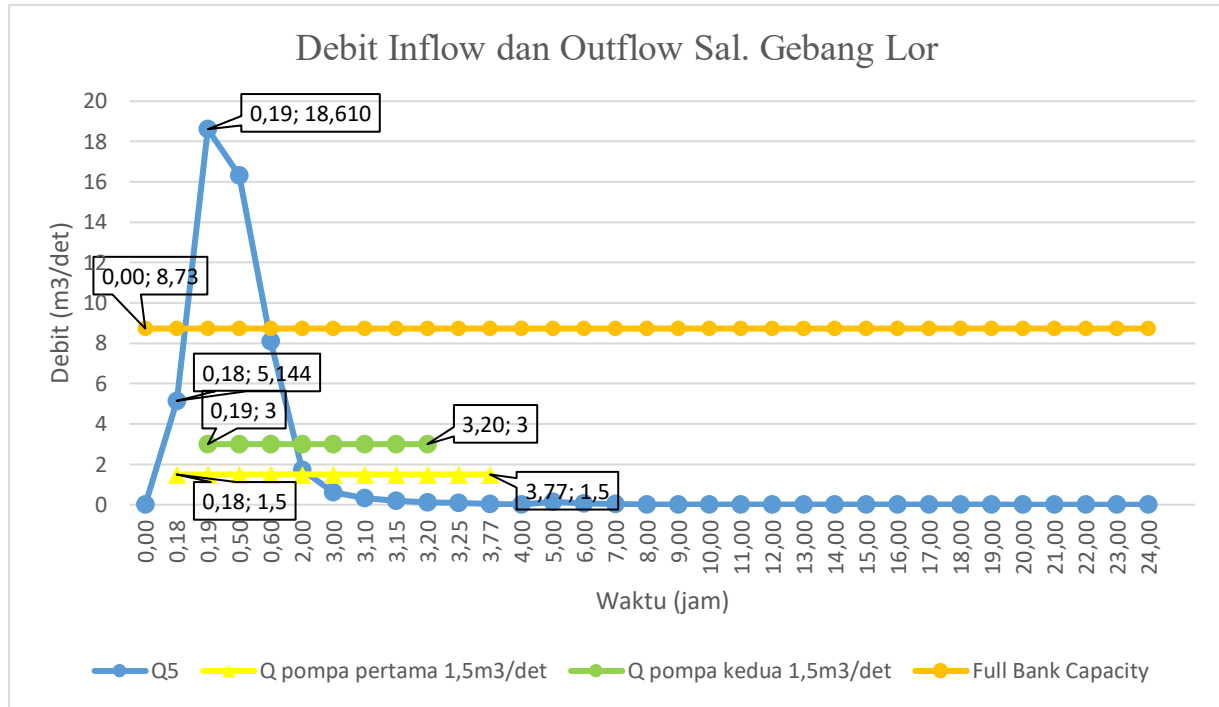
1. Pada jam ke 0,18 pompa harus menyala dengan kapasitas 1,5 m<sup>3</sup>/detik alias 1 pompa dan volume yang ada di tampungan sebesar 2323,8 m<sup>3</sup>. Sehingga menggunakan tabel 4.56 volume diinterpolasi didapatkan tinggi elevasi air 3,72 m. Diambil nilai dibawahnya yang mendekati yaitu 3,5 m agar mudah dibaca pada *pile scale*.
2. Pada jam ke 0,19 pompa harus menyala dengan kapasitas 3 m<sup>3</sup>/detik alias 2 pompa. Dengan volume yang ada di tampungan 3268,9 m<sup>3</sup>. Didapatkan tinggi elevasi air 4,22 m. Diambil nilai dibawahnya menjadi 4 m.
3. Pada jam ke 3,77 pompa dimatikan seluruhnya. Dengan volume yang ada di tampungan 35 m<sup>3</sup>. Tinggi elevasi air 2,42 m diambil 2,5 m.

Contoh perhitungan interpolasi dari tabel 4.52 untuk mencari elevasi:

$$El\ x = \frac{(Vx - V2)}{(V3 - V2)} \times (El. 3 - El. 2) + El. 2$$

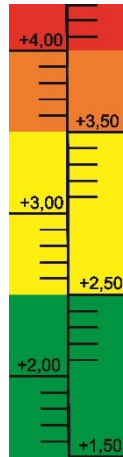
$$El\ x = \frac{(2323,8\ m^3 - 178,82\ m^3)}{(322,55\ m^3 - 178,82\ m^3)} \times (2,58\ m - 2,5\ m) + 2,5\ m$$

$$El\ x = 3,72\ m$$



Gambar 4.14 Grafik Operasional Pompa

Desain alat ukur *Pile Scale* dapat dilihat pada gambar berikut:



Gambar 4.15 *Pile Scale*

Petunjuk operasional pompa drainase:

1. Operator siaga di rumah pompa saat akan terjadi hujan
2. Operator mengamati muka air pada kolam tampungan dengan pedoman *pile scale*
3. Operator menjalankan 1 pompa drainase pada saat tinggi muka air pada kolam tampungan mencapai 3,5 dilihat pada *pile scale*
4. Operator menjalankan pompa drainase kedua pada saat tinggi muka air pada kolam tampung mencapai 4 m dilihat pada *pile scale*
5. Operator mematikan 1 pompa drainase pada saat tinggi muka air pada kolam tampung mencapai elevasi dibawah 4 m dilihat pada *pile scale*

Operator mematikan semua pompa pada saat tinggi muka air turun hampir mencapai 2,5 m

#### 4.7 Perhitungan dan Pemilihan Pompa

Untuk pemilihan pompa dibutuhkan perhitungan diameter pipa, *friction loss* pompa, *friction loss fitting*, head total pompa,

NPSHA, daya pompa, hingga pemilihan jenis pompa yang dibutuhkan. Debit (Q) yang digunakan yaitu 1,5 m<sup>3</sup>/detik yang setara dengan 5400 m<sup>3</sup>/jam dengan massa jenis air ( $\rho$ ) sebesar 1000 kg/m<sup>3</sup>.

#### 4.7.1 Perhitungan Diameter Pompa

Diambil dari katalog pompa didapatkan pompa dengan diameter 26'' = 0,66 m = 660,4 mm yang terbuat dari Galvanized Pipe dengan *Constanta Hazem William* (C) sebesar 120.

#### 4.7.2 Perhitungan Friction Loss Pipa

$$\begin{aligned}
 H_L &= \left( \frac{3,35 \times 10^6 \times Q}{d^{2,63} \times C} \right)^{1,852} \\
 &= \left( \frac{3,35 \times 10^6 \times 1,5}{660,4^{2,63} \times 120} \right)^{1,852} \\
 &= 0,00425 \text{ m} \\
 H_{F \text{ pipa}} &= H_L \times L \text{ pipa} \\
 &= 0,00425 \times 103 \\
 &= 0,438 \text{ m}
 \end{aligned}$$

#### 4.7.3 Perhitungan Friction Loss Fitting

$$\begin{aligned}
 H_{F \text{ fitting}} &= H_L \times \text{Jumlah fitting} \\
 &= 0,00425 \times 6 \\
 &= 0,026 \text{ m}
 \end{aligned}$$

#### 4.7.4 Perhitungan Head Total Pompa

Digunakan data sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 H_g &= 0 \\
 H_{sf} &= 0,5 \text{ m (angka keamanan)} \\
 H_s &= 3 \text{ m (jarak dasar pipa inlet ke as pompa)}
 \end{aligned}$$

Maka perhitungan head total pompa sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 H_{\text{total}} &= H_{F \text{ pipa}} + H_{F \text{ fitting}} + H_{sf} + H_g + H_s \\
 &= 0,438 + 0,026 + 0,5 + 0 + 3 \\
 &= 3,993 \text{ m}
 \end{aligned}$$

#### 4.7.5 Perhitungan NPSHA

Digunakan data sebagai berikut:

$$H_b = 10,33 \text{ m (ketentuan)}$$

$$H_v = 0,4 \text{ m (ketentuan)}$$

Maka perhitungan NPSHA sebagai berikut:

$$\text{NPSHA} = H_b - (H_f + H_v + H_{sf} + H_s)$$

$$\begin{aligned} \text{NPSHA} &= 10,33 - (3,993 + 0,4 + 0,5 + 3) \\ &= 2,407 \text{ m} \end{aligned}$$

#### 4.7.6 Perhitungan Daya Pompa

$$P_a = \frac{Q \times H \times \rho}{367 \times 1000} \text{ Kw}$$

atau

$$P_a = \frac{Q \times H \times \rho}{270 \times 1000} \text{ Hp}$$

$$P_a = \frac{5400 \times 3,993 \times 1000}{367 \times 1000} \text{ Kw}$$

$$= 58,753 \text{ Kw}$$

$$= 79,861 \text{ Hp}$$

$$P_p = P_a / \eta$$

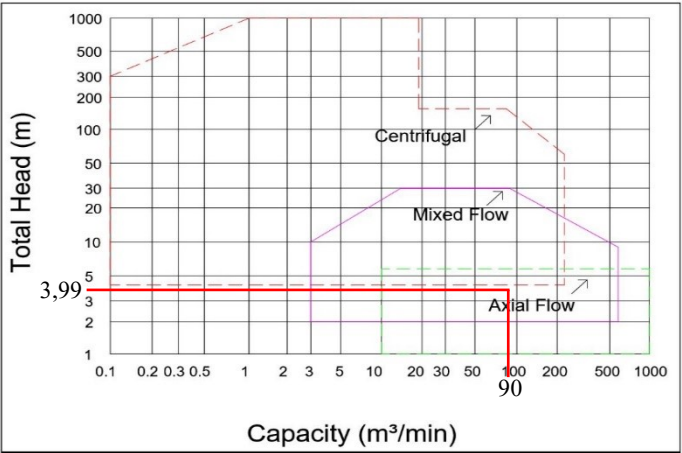
$$= 58,753 \text{ Kw} / 75\% \text{ (asumsi efisiensi pompa 75\%)}$$

$$= 78,338 \text{ Kw}$$

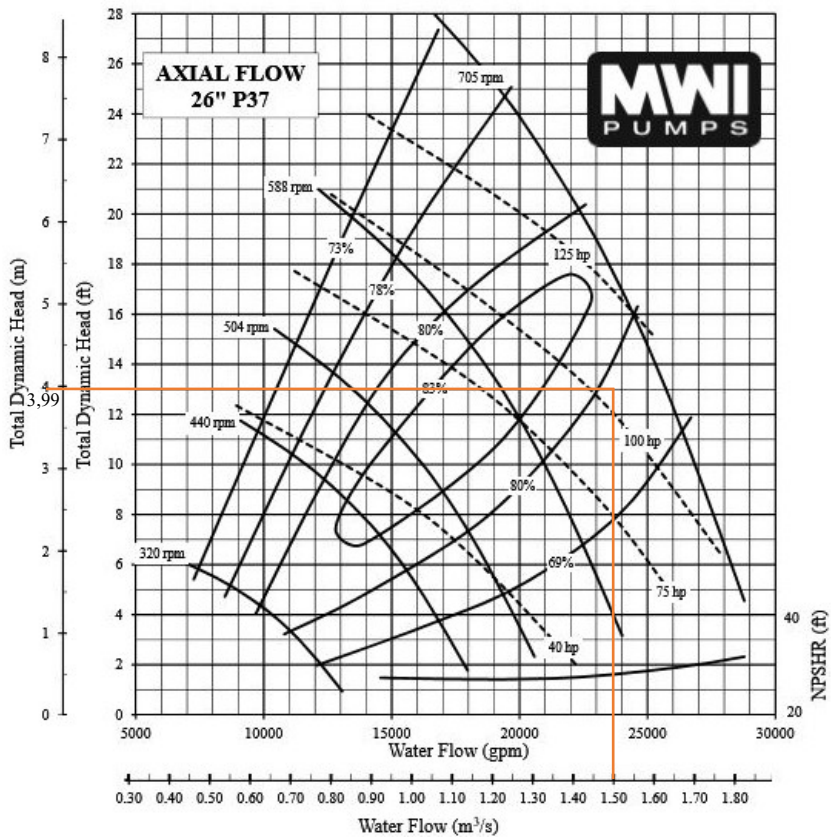
#### 4.7.7 Pemilihan Jenis Pompa

Dari hasil perhitungan dipilih pompa yang sesuai menggunakan grafik karakteristik pompa pada gambar 4.16 dan gambar 4.17.





Gambar 4.16 *Pump type*



PUMP BOWL PERFORMANCE CURVE	
TYPE: AXIAL FLOW	
MODEL NO: NC326P37	PROPELLER DIA: 26"
INTAKE DIA: 39"	SPEED: As Noted
CURVE NO: V9326P37A	DISCHARGE COLUM DIA: 26"
Ns: 1130 CODE: 0.50	
SINGLE STAGE PERFORMANCE FOR TWO STAGES MULTIPLY HEAD AND HORSEPOWER BY 2.0 AND EFFICIENCY BY 1.0. PERFORMANCE IS BASE ON PUMPING CLEAR, NON-AERATED WATER, WITH A SPECIFIC GRAVITY OF 1.0, TEMPERATURE 85 °F OR LESS AND AT SEA LEVEL. PUMP PERFORMANCE MAY BE AFFECTED BY HIGHER TEMPERATURES, SPECIFIC GRAVITY, ALTITUDES AND SLUMP CONDITIONS.	

Gambar 4.17 Pump Bowl Performance Curve

Dari hasil perhitungan maka untuk memilih pompa adalah dengan melihat debit aliran pompa, total head dan jumlah kerugian tekanan akibat panjang pipa dan fitting. Debit aliran ( $Q$ ) = 5400 m<sup>3</sup>/jam. NPSHA hasil perhitungan = 8,01 m. *Total head* pompa = 3,576 m. Dari data tersebut dengan melihat grafik pada gambar 13 dan 14 maka dipilih tipe pompa *Axial Flow 26"* P37 dengan merk "MWI Pumps" yang mempunyai NPSHR lebih kecil dari nilai NPSHA.

#### 4.8 Perencanaan Pintu Air

Direncanakan pintu air yang akan dioperasikan secara manual untuk mengatur aliran air ketika hujan dan tidak hujan pada saluran setelah pertemuan hilir saluran Gebang Lor dan hilir saluran Tengah ITS menuju saluran Raya ITS. Sehingga air pada saluran tetap dapat mengalir secara normal tanpa menggunakan pompa ketika terjadi hujan. Untuk penempatan pintu air pada saluran Raya ITS yang diletakan pada sebelum ujung dari pipa air pompa. Berikut data perencanaan pintu air:

Lebar pintu air ( $b$  pintu) = 1,5 m

Tinggi pintu air ( $h$  pintu) = 2,0 m

Tinggi air ( $h$  air) = 1,8 m

Koefisien debit ( $\mu$ ) = 0,8 (untuk bukaan di bawah permukaan air)

Percepatan gravitasi ( $g$ ) = 9,8 m/detik<sup>2</sup>

$z$  = 0,8 (Kehilangan tinggi energi pada bukaan)

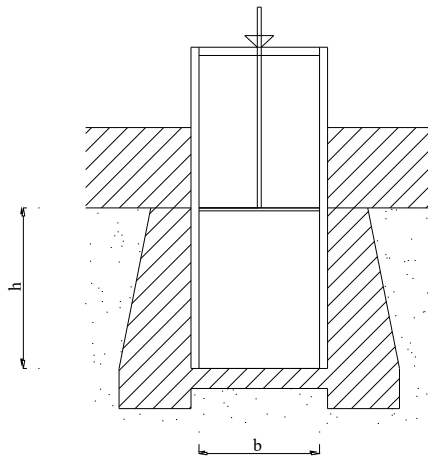
Tinggi bukaan pintu ( $a$ ) = 0,5 m

Perhitungan debit yang dapat mengalir:

$$Q = \mu \times b \times a \sqrt{2 \times g \times z}$$

$$Q = 0,8 \times 1,5 \times 0,5 \sqrt{2 \times 9,8 \times 0,8}$$

$$Q = 2,38 \text{ m}^3/\text{detik}$$



Gambar 4.18 Pintu Air

#### 4.8.1 Perhitungan Gaya Tekan Air Terhadap Plat Pintu

Berikut perhitungan gaya tekan air terhadap plat pintu air:

$$\begin{aligned}
 \gamma_w &= 1000 \text{ kg/m}^3 \\
 P1 &= \gamma_w \times h \text{ air} \\
 &= 1000 \text{ kg/m}^3 \times 1,8 \text{ m} \\
 &= 1800 \text{ kg/m}^2 \\
 P2 &= 0
 \end{aligned}$$

Beban yang bekerja:

$$\begin{aligned}
 Ha &= \frac{1}{2} \times (P1 + P2) \times h \text{ pintu} \times b \text{ pintu} \\
 &= \frac{1}{2} \times (1800 \text{ kg/m}^2 + 0) \times 2 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \\
 &= 2700 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Perhitungan beban merata:

$$\begin{aligned}
 q &= Ha / b \text{ pintu} \\
 &= 2700 \text{ kg} / 1,5 \text{ m} \\
 &= 1800 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

#### 4.8.2 Perhitungan Tebal Plat Pintu

Direncanakan mutu baja  $\mu 22$  ;  $\overline{\sigma a} = 1800 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma = M/W < \overline{\sigma a} = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

Dimana:

$$M = 1/8 \times q \times (b \text{ pintu})^2$$

$$W = 1/6 \times t^2 \times h \text{ pintu}$$

$$t = \text{Tebal pintu}$$

Direncanakan tebal pintu 1 cm,

$$\begin{aligned} M &= 1/8 \times q \times (b \text{ pintu})^2 \\ &= 1/8 \times 1800 \text{ kg/m} \times (1,5 \text{ m})^2 \\ &= 506,25 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W &= 1/6 \times t^2 \times h \text{ pintu} \\ &= 1/6 \times (0,1 \text{ m})^2 \times 2 \text{ m} \\ &= 0,00003 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\sigma = M/W$$

$$\sigma = 506,25 \text{ kgm} / 0,00003 \text{ m}^3$$

$$\sigma = 16875000 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma = 1687,5 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma a} = 1800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

*“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”*

## **BAB 5**

### **KESIMPULAN DAN SARAN**

#### **5.1 Kesimpulan**

Dari pengerjaan tugas akhir ini diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Dari hasil perhitungan curah hujan rencana diperoleh periode ulang 2 tahun sebesar 95,13 mm dan periode ulang 5 tahun sebesar 114,37 mm.
2. Pada perhitungan analisa hidraulika dan hidrologi didapatkan debit fullbank saluran Gebang Lor sebesar 2,671 m<sup>3</sup>/detik lebih kecil daripada debit rencananya sebesar 8,732 m<sup>3</sup>/detik namun di daerah Gebang Lor sudah jarang terjadi banjir karena elevasi jalan yang lebih tinggi setelah saluran Gebang Lor diganti dengan *Box Culvert*. Debit *full bank* saluran Manyar Kertoadi 2 sebesar 7,762 m<sup>3</sup>/detik lebih besar daripada debit rencananya sebesar 4,549 m<sup>3</sup>/detik namun masih sering terjadi banjir ketika hujan lebat. Sehingga disimpulkan bahwa banjir yang ada di daerah Manyar Kertoadi disebabkan karena air yang seharusnya mengalir menuju saluran Raya ITS melalui saluran Gebang Lor tertahan oleh saluran Gebang Lor yang dalam keadaan banjir.
3. Solusi yang digunakan untuk mengatasi banjir yang ada di daerah Manyar Kertoadi adalah pembangunan rumah pompa. Dan diambil penempatan pompa pada hilir saluran Gebang Lor karena bila dilihat dari segi lokasi lahan dan hasil perhitungan yang paling efektif untuk dibangun rumah pompa adalah di hilir saluran Gebang Lor. Untuk penempatan pada hulu saluran Gebang Lor lokasi tidak memadai untuk di bangun rumah pompa dan bisa mengakibatkan meluapnya air pada saluran Gebang Lor melalui lubang masuknya air. Tidak di pilih alternatif penempatan pompa pada hulu dan hilir saluran Gebang Lor karena akan terjadi luapan di saluran Gebang Lor jika di hulu di tambah pompa.
4. Berdasarkan hasil analisis perlu dibangun 2 buah pompa *Axial Flow* dengan kapasitas masing-masing 1,5 m<sup>3</sup>/detik.

5. Setelah diberi pompa pada hilir saluran Gebang Lor volume genangan dapat tereduksi dari 37464,08 m<sup>3</sup> menjadi 1060,58 m<sup>3</sup>.

## 5.2 Saran

Pada tugas akhir terapan ini direncanakan 2 buah pompa berkapasitas 1,5 m<sup>3</sup>/detik hanya mengurangi lama genangan, bila memiliki anggaran lagi sebaiknya menambahkan pompa 2 buah dengan kapasitas 2 m<sup>3</sup>/detik atau membangun kolam tampung lebih besar untuk mereduksi genangan pada kawasan Gebang Lor.

Diharapkan dilakukan pemeliharaan secara rutin terutama pada bagian *Box Culvert* dan kolam tampung pompa seperti pembersihan sedimen atau pengerukan untuk menanggulangi terjadinya banjir. Juga dibutuhkan kesadaran masyarakat akan kebersihan lingkungan.



## DAFTAR PUSTAKA

- Dinas Pekerjaan Umum Bina Marga dan Pematusan. 2011. **Surabaya Dainage Master Plan (SDMP)**. Surabaya
- Izzati, Afkarina dan Eryka. 2016. **Perencanaan Operasional Pompa Banjir BP2IP Gunung Anyar Tambak Surabaya Provinsi Jawa Timur**. Surabaya: ITS
- Haryono, Sukarto. 1999. **Drainase Perkotaan**. Jakarta: PT. Mediatama Saptakarya
- Hazen-Williams Coefficients*, **Engineering ToolBox**, retrieved 7 Oktober 2012
- Kementrian Pekerjaan Umum Direktorat Jedral Cipta Karya. 2013. **Tata Cara Perencanaan, Pelaksanaan, Operasi dan Pemeliharaan Sistem Pompa**. Jakarta
- Lopa, Rita Tahir. Oktober, 2015. **Pengertian Hidrolika**. <URL:<http://hydrauliclaboratory.blogspot.co.id/2015/10/pengertian-hidrolika.html>>
- Ramdhani, Rizky. dan Qinanah. 2016. **Pengendalian Banjir pada Saluran Mleto dan Raya Gebang Putih Kota Surabaya**. Surabaya: ITS
- Soemarto, C.D. 1987. **Hidrologi Teknik**. Jakarta: Erlangga.
- Soewarno. 1995. **Hidrologi Aplikasi Metode Statistik Untuk Analisa Data**. Bandung: NOVA.
- Subarkah, Iman. 1980. **Hidrologi untuk Perencanaan Bangunan Air**. Bandung: Idea Dharma.

Suripin. 2004. **Sistem Drainase yang Berkelanjutan**. Yogyakarta: Andi.

Triatmodjo, Bambang. 2008. **Hidrologi Terapan**. Yogyakarta: Beta Offset.

Wilson, EM. 1993. **Engineering Hydrology**. Diterjemahkan oleh Purbohadiwidjoyo, MM. Bandung: ITB

\_\_\_\_\_, Juni, 2016. **Hidrolika**. <URL:[https://id.wikipedia.org/wiki /Hidrolika](https://id.wikipedia.org/wiki/Hidrolika)>



**Januarico Alif Darmawan,**

Penulis dilahirkan di Klaten, 5 Januari 1997, merupakan anak pertama dari dua bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN Balongdowo, SMPN 2 Candi, SMAN 1 Gedangan, dan Diploma III Teknik Sipil Departemen Teknik Infrastruktur Sipil ITS tahun 2014. Penulis pernah aktif dalam beberapa kegiatan, seminar, UKM, dan pelatihan yang diadakan oleh Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya. Penulis juga pernah aktif di beberapa kegiatan, seminar dan lomba di bidang Teknik Sipil di luar Institut Teknologi Sepuluh Nopember.



**Naufal Abiyyudien,**

Penulis dilahir di Surabaya tanggal 15 januari 1996. Penulis adalah anak ke dua dari dua bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Delima Surabaya (2000-2002), SDN Manukan Kulon Surabaya (2002-2008), SMP Ta'miriyah Surabaya (2008-2011), SMAN 9 Surabaya (2011-2014), dan sedang menempuh pendidikan di Program Studi Diploma III Teknik Sipil Departemen Teknik Infrastruktur Sipil Fakultas Vokasi Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya. Selama perkuliahan penulis aktif di organisasi DPM ITS 2015/2016 dan Himpunan Mahasiswa Diploma Sipil FV ITS 2016/2017. Penulis juga mengikuti kepanitiaan seperti Grigi ITS, ITS Expo, ATPW, D'Village, LKMM Pra Dasar FTSP ITS, PPU Pemilu FTSP ITS, PPU Pemilu Raya ITS, OKKBK, Elemen Pengkader HMDS FV ITS, dan lain-lain.

Tabel luas daerah di bawah kurva distribusi normal

t	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
-3,4	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0002
-3,3	0,0005	0,0005	0,0005	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0003
-3,2	0,0007	0,0007	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0005	0,0005
-3,1	0,001	0,0009	0,0009	0,0009	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0007	0,0007
-3,0	0,0013	0,0013	0,0013	0,0012	0,0012	0,0011	0,0011	0,0011	0,001	0,001
-2,9	0,0019	0,0018	0,0017	0,0017	0,0016	0,0016	0,0015	0,0015	0,0014	0,0014
-2,8	0,0026	0,0025	0,0024	0,0023	0,0022	0,0022	0,0021	0,0021	0,002	0,0019
-2,7	0,0036	0,0034	0,0033	0,0032	0,003	0,003	0,0029	0,0028	0,0027	0,0026
-2,6	0,0047	0,0045	0,0044	0,0043	0,004	0,004	0,0039	0,0038	0,0037	0,0036
-2,5	0,0062	0,006	0,0059	0,0057	0,0055	0,0054	0,0052	0,0051	0,0049	0,0048
-2,4	0,0082	0,008	0,0078	0,0075	0,0073	0,0071	0,0069	0,0068	0,0066	0,0064
-2,3	0,0107	0,0104	0,0102	0,0099	0,0096	0,0094	0,0091	0,0089	0,0087	0,0084
-2,2	0,0139	0,0136	0,0132	0,0129	0,0125	0,0122	0,0119	0,0116	0,0113	0,011
-2,1	0,0179	0,0174	0,017	0,0166	0,0162	0,0158	0,0154	0,015	0,0146	0,0143

Tabel luas daerah di bawah kurva distribusi normal (Lanjutan)

t	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
-2,0	0,0228	0,0222	0,0217	0,0212	0,0207	0,0202	0,0197	0,0192	0,0188	0,0183
-1,9	0,0287	0,0281	0,0274	0,0268	0,0262	0,0256	0,025	0,0244	0,029	0,0233
-1,8	0,0359	0,0352	0,0344	0,0336	0,0329	0,0322	0,0314	0,0307	0,0301	0,0294
-1,7	0,0446	0,0436	0,0427	0,0418	0,0409	0,0401	0,0392	0,0384	0,0375	0,0367
-1,6	0,0546	0,0537	0,0526	0,0516	0,0505	0,0495	0,0485	0,0475	0,0465	0,0455
-1,5	0,0668	0,0655	0,0643	0,063	0,0618	0,0606	0,0594	0,0582	0,0571	0,0559
-1,4	0,0808	0,0793	0,0778	0,0764	0,0749	0,0735	0,0722	0,0708	0,0694	0,0681
-1,3	0,0968	0,0951	0,0934	0,0918	0,0901	0,0885	0,0869	0,0853	0,0838	0,0823
-1,2	0,1151	0,1131	0,1112	0,1093	0,1075	0,1056	0,1038	0,102	0,1003	0,0985
-1,1	0,1357	0,1335	0,1314	0,1292	0,1271	0,1251	0,123	0,121	0,119	0,117
-1,0	0,1587	0,1562	0,1539	0,1515	0,1492	0,1469	0,1446	0,1423	0,1401	0,1379
-0,9	0,1841	0,1814	0,1788	0,1762	0,1736	0,1711	0,1685	0,166	0,1635	0,1611
-0,8	0,2119	0,209	0,2061	0,2033	0,2006	0,1977	0,1949	0,1922	0,1894	0,1867
-0,7	0,242	0,2389	0,2358	0,2327	0,2296	0,2266	0,2236	0,2206	0,2177	0,2148

Tabel luas daerah di bawah kurva distribusi normal (Lanjutan)

t	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
-0,6	0,2743	0,2709	0,2676	0,2643	0,2611	0,2578	0,2546	0,2514	0,2483	0,2451
-0,5	0,3085	0,305	0,3015	0,2981	0,2946	0,2912	0,2877	0,2843	0,281	0,2776
-0,4	0,3446	0,3409	0,3372	0,3336	0,33	0,3264	0,3228	0,3192	0,3156	0,3121
-0,3	0,2831	0,3783	0,3745	0,3707	0,3669	0,3632	0,3594	0,3557	0,352	0,3843
-0,2	0,4207	0,4168	0,4129	0,409	0,4052	0,4013	0,3974	0,3936	0,3897	0,3859
-0,1	0,4602	0,4562	0,4522	0,4483	0,4443	0,4404	0,4364	0,4325	0,4286	0,4247
0,0	0,5	0,496	0,492	0,488	0,484	0,4801	0,4761	0,4721	0,4681	0,4641
0	0,5	0,504	0,508	0,512	0,516	0,5199	0,5239	0,5279	0,5319	0,5359
0,1	0,5398	0,5438	0,5478	0,5517	0,5557	0,5596	0,5636	0,5675	0,5714	0,5753
0,2	0,5793	0,5832	0,5871	0,591	0,5948	0,5987	0,6026	0,6064	0,6103	0,6141
0,3	0,6179	0,6217	0,6255	0,6293	0,6331	0,6368	0,6406	0,6443	0,648	0,6517
0,4	0,6554	0,6591	0,6628	0,6664	0,67	0,6736	0,6722	0,6808	0,6844	0,6879
0,5	0,6915	0,695	0,6985	0,7019	0,7054	0,7088	0,7123	0,7157	0,719	0,7224
0,6	0,7257	0,7291	0,7324	0,7357	0,7389	0,7422	0,7454	0,7486	0,7517	0,7549

Tabel luas daerah di bawah kurva distribusi normal (Lanjutan)

t	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,7	0,758	0,7611	0,7642	0,7673	0,7704	0,7734	0,7764	0,7794	0,7823	0,7852
0,8	0,7881	0,791	0,7939	0,7967	0,7995	0,8023	0,8051	0,8078	0,8106	0,8133
0,9	0,8159	0,8186	0,8212	0,8238	0,8264	0,8289	0,8315	0,834	0,8365	0,8389
1	0,8413	0,8438	0,8461	0,8485	0,8508	0,8531	0,8554	0,8577	0,8599	0,8621
1,1	0,8643	0,8665	0,8686	0,8708	0,8729	0,8749	0,877	0,879	0,881	0,883
1,2	0,8849	0,8869	0,8888	0,8907	0,8925	0,8944	0,8962	0,898	0,8997	0,9015
1,3	0,9032	0,9049	0,9066	0,9082	0,9099	0,9115	0,9131	0,9147	0,9162	0,9177
1,4	0,9192	0,9207	0,9222	0,9236	0,9251	0,9265	0,9278	0,9292	0,9306	0,9319
1,5	0,9332	0,9345	0,9257	0,9357	0,9382	0,9394	0,9406	0,9418	0,9429	0,9441
1,6	0,9452	0,9463	0,9474	0,9484	0,9495	0,9505	0,9515	0,9525	0,9535	0,9545
1,7	0,9554	0,9564	0,9573	0,9582	0,9591	0,9599	0,9608	0,9616	0,9625	0,9633
1,8	0,9641	0,9649	0,9656	0,9664	0,9671	0,9678	0,9686	0,9693	0,9699	0,9706
1,9	0,9713	0,9717	0,9726	0,9732	0,9738	0,9744	0,975	0,9756	0,9761	0,9767
2	0,9772	0,9778	0,9783	0,9788	0,9793	0,9798	0,9803	0,9808	0,9812	0,9817



Tabel luas daerah di bawah kurva distribusi normal (Lanjutan)

[illegible]



D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

**JUDUL TUGAS  
AKHIR TERAPAN**

Evaluasi Kapasitas  
Drainase Box Culvert  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

**JUDUL GAMBAR**

Peta Lokasi

**DOSEN  
PEMBIMBING**

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

**MAHASISWA**

Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

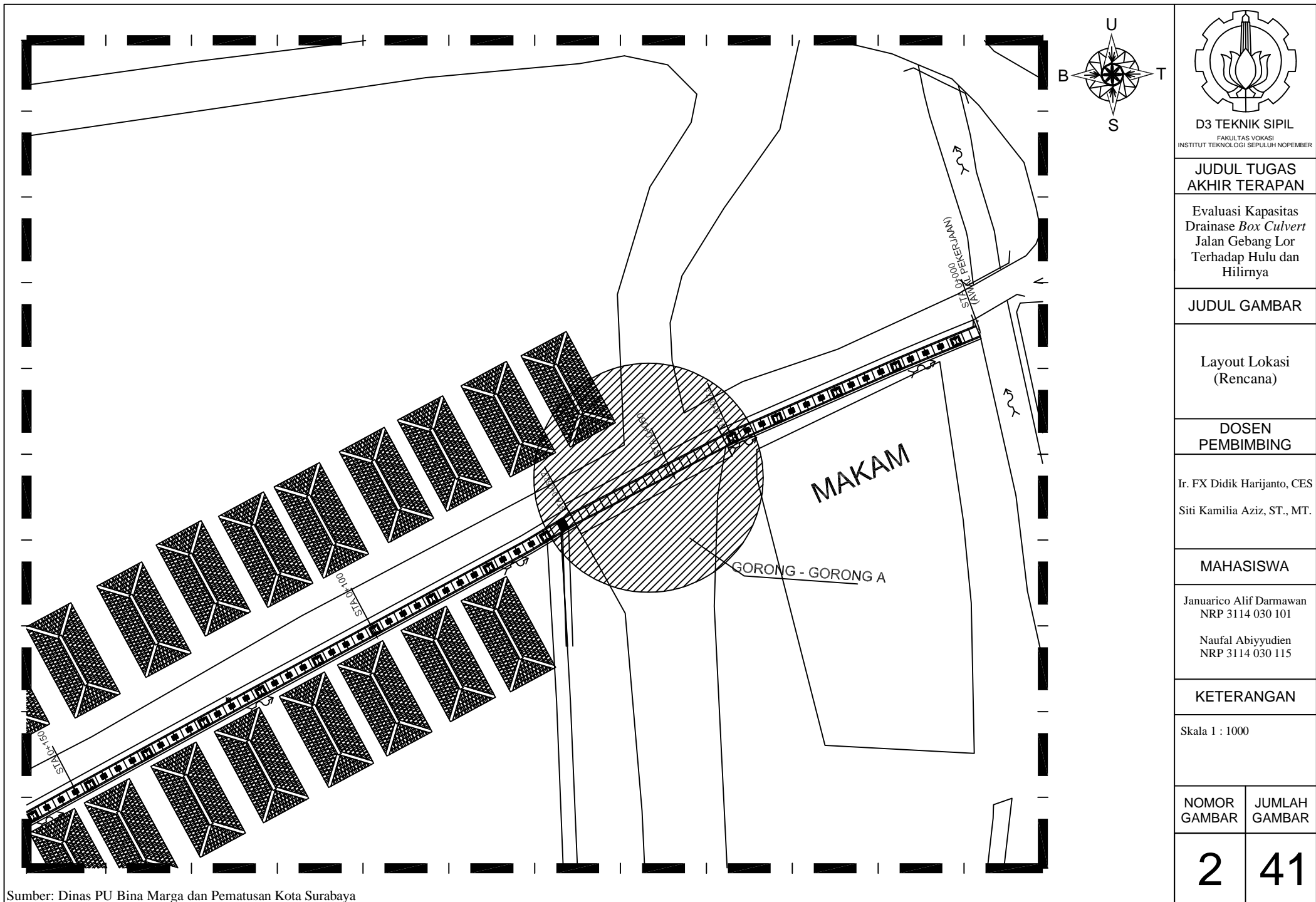
Naufal Abiyudien  
NRP 3114 030 115

**KETERANGAN**

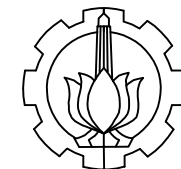
NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-----------------	------------------

1	41
---	----





Sumber: Dinas PU Bina Marga dan Pematusan Kota Surabaya



D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

### JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

Evaluasi Kapasitas  
Drainase Box Culvert  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

### JUDUL GAMBAR

Layout Lokasi  
(Rencana)

### DOSEN PEMBIMBING

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

### MAHASISWA

Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

### KETERANGAN

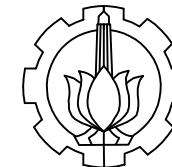
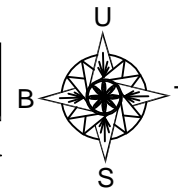
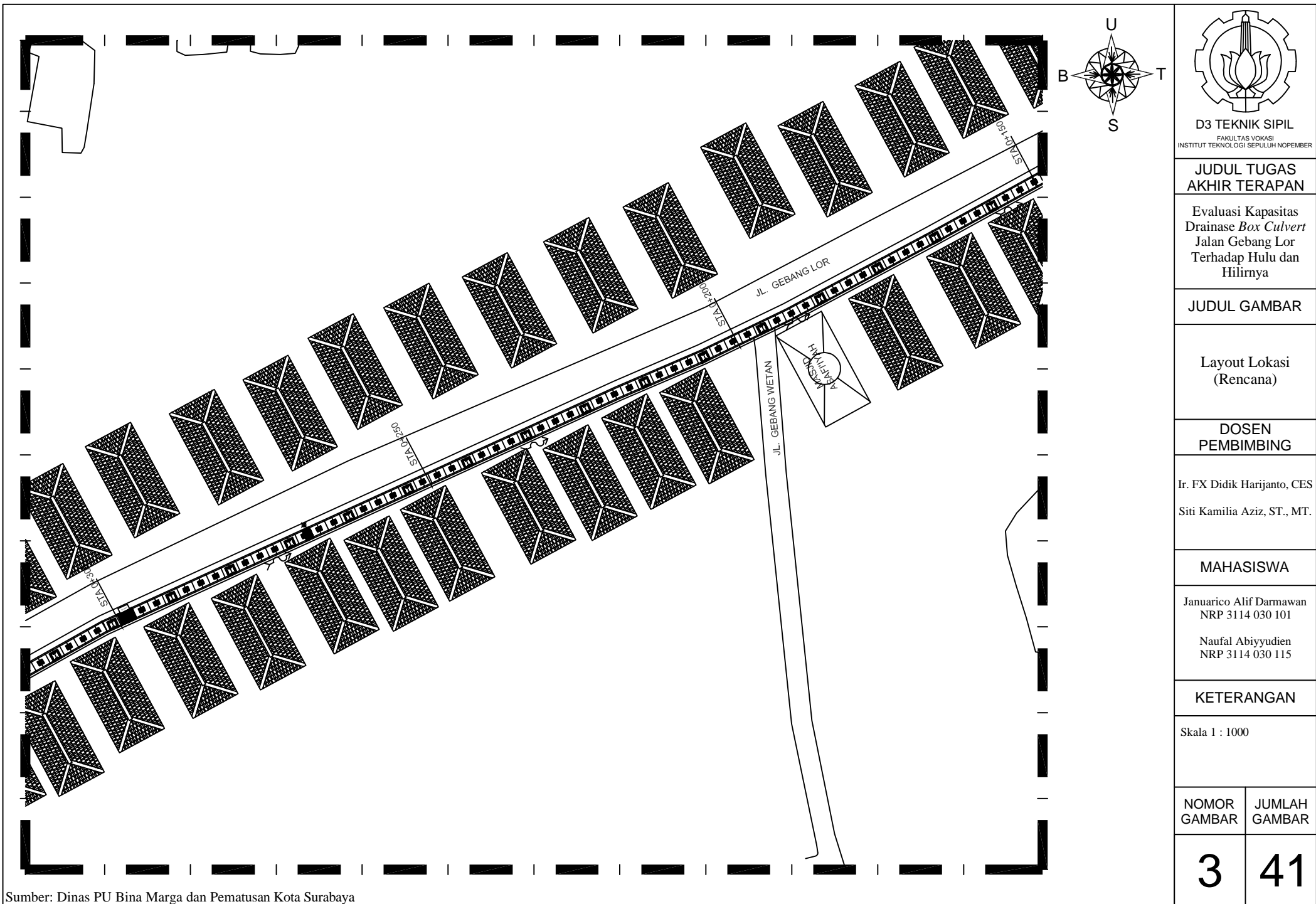
Skala 1 : 1000

NOMOR  
GAMBAR

JUMLAH  
GAMBAR

2

41



D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

**JUDUL TUGAS  
AKHIR TERAPAN**

Evaluasi Kapasitas  
Drainase *Box Culvert*  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

**JUDUL GAMBAR**

Layout Lokasi  
(Rencana)

**DOSEN  
PEMBIMBING**

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

**MAHASISWA**

Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

**KETERANGAN**

Skala 1 : 1000

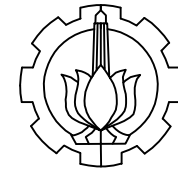
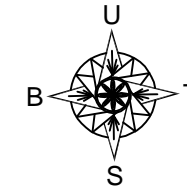
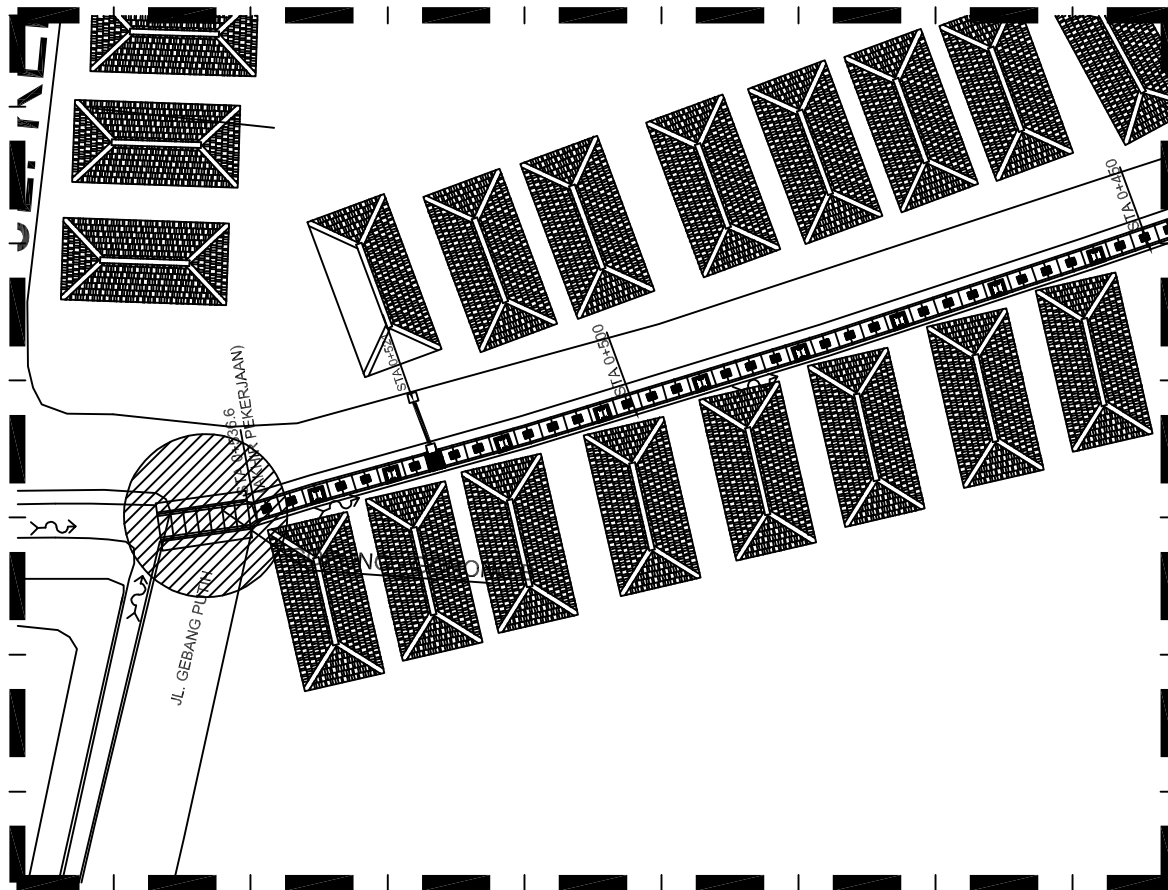
NOMOR  
GAMBAR

JUMLAH  
GAMBAR

3

41





D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

## JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

Evaluasi Kapasitas  
Drainase Box Culvert  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

## JUDUL GAMBAR

Layout Lokasi  
(Rencana)

## DOSEN PEMBIMBING

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

## MAHASISWA

Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

## KETERANGAN

Skala 1 : 1000

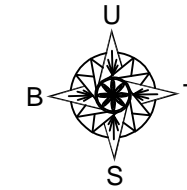
NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-----------------	------------------

5

41

## LINGKUP PEKERJAAN :

NAMA PEKERJAAN	STA	PANJANG	LEBAR	KEDALAMAN	JUMLAH
TOP-BOTTOM K-350 ( FABRIKASI ) UK. 150.150.150	0+000 - 0+545	506.77 m	1.5 m	1.5 m	422 Pcs
	0+037.5 - 0+062.7	25.2 m	1.5 m	1.5 m	21 Pcs
TOP-BOTTOM K-350 ( FABRIKASI ) UK. 200.200.120	0+536.6 - 0+545	8.4 m	2 m	2 m	7 Pcs
COR SETEMPAT K-225	0+000	1.13 m	2 m	2 m	
	0+299	2 m	1.28 m	2 m	
	0+521	1.5 m	1.38 m	2 m	
	0+536.6	0.365 m	1.38 m	2 m	



D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

### JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

Evaluasi Kapasitas  
Drainase *Box Culvert*  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

### JUDUL GAMBAR

*Catchment Area*

### DOSEN PEMBIMBING

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

### MAHASISWA

Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

### KETERANGAN

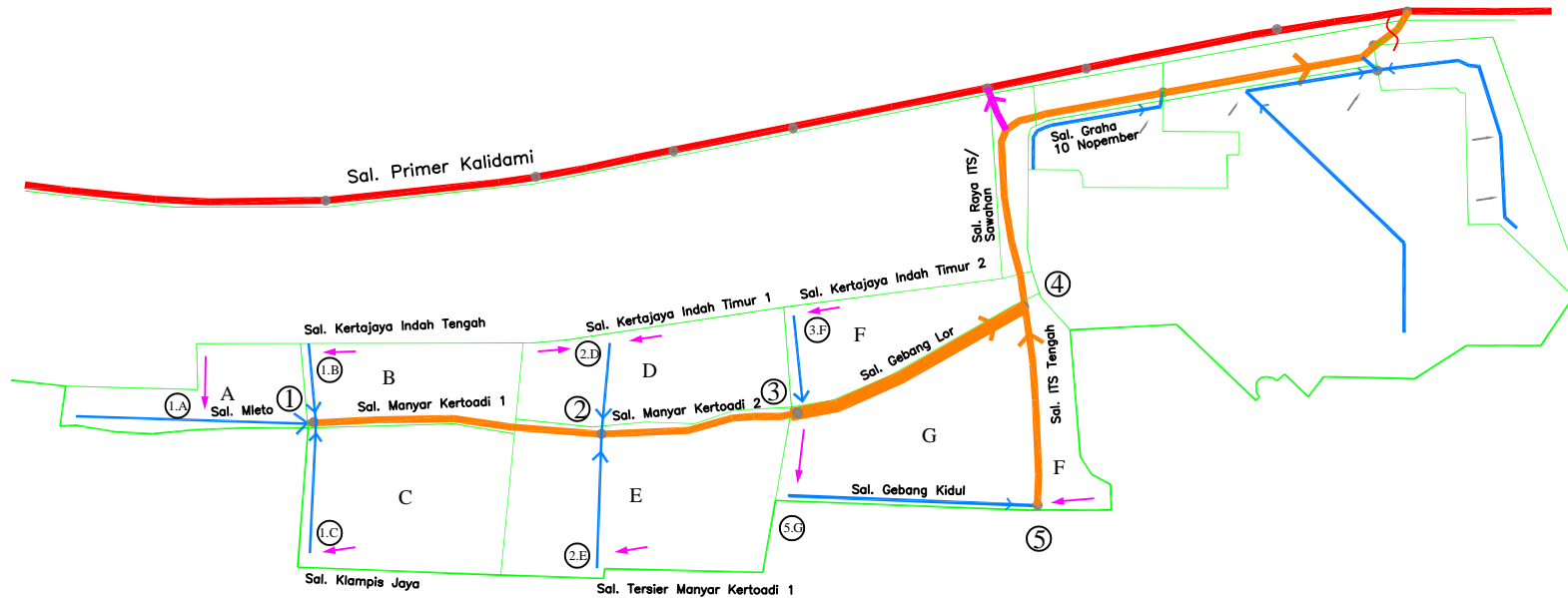
- Saluran Primer
- Saluran Sekunder
- Saluran Tersier
- Skema Pengaliran
- Batas *Catchment*

NOMOR  
GAMBAR

JUMLAH  
GAMBAR

6

41



**CATCHMENT AREA**  
Skala  
0 0.125 0.25 0.5 Km



D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

### JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

Evaluasi Kapasitas  
Drainase Box Culvert  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

### JUDUL GAMBAR

Skema Jaringan

### DOSEN PEMBIMBING

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

### MAHASISWA

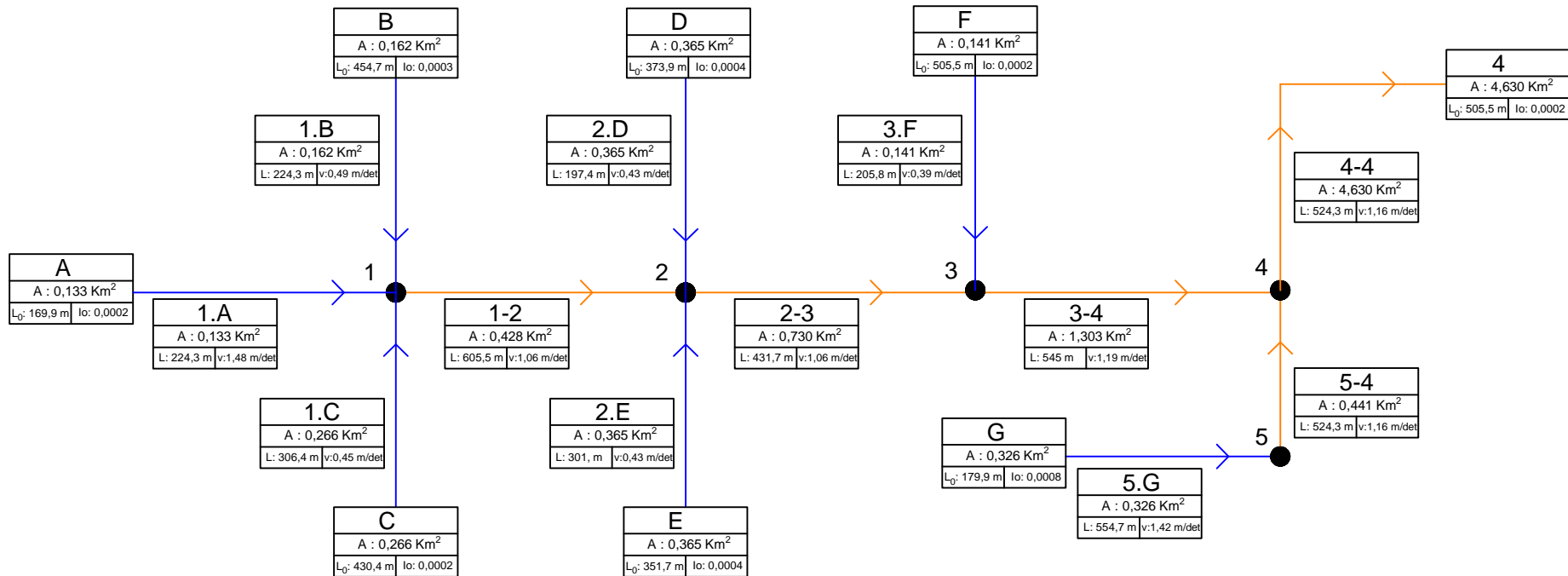
Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyudien  
NRP 3114 030 115

### KETERANGAN

NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-----------------	------------------

7	41
---	----







# Evaluasi Kapasitas Drainase *Box Culvert* Jalan Gebang Lor Terhadap Hulu dan Hilirnya

### Long Section

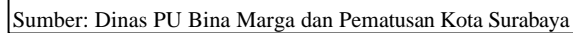
Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-----------------	------------------

41





D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

### JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

Evaluasi Kapasitas  
Drainase *Box Culvert*  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

### JUDUL GAMBAR

*Long Section*

### DOSEN PEMBIMBING

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

### MAHASISWA

Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

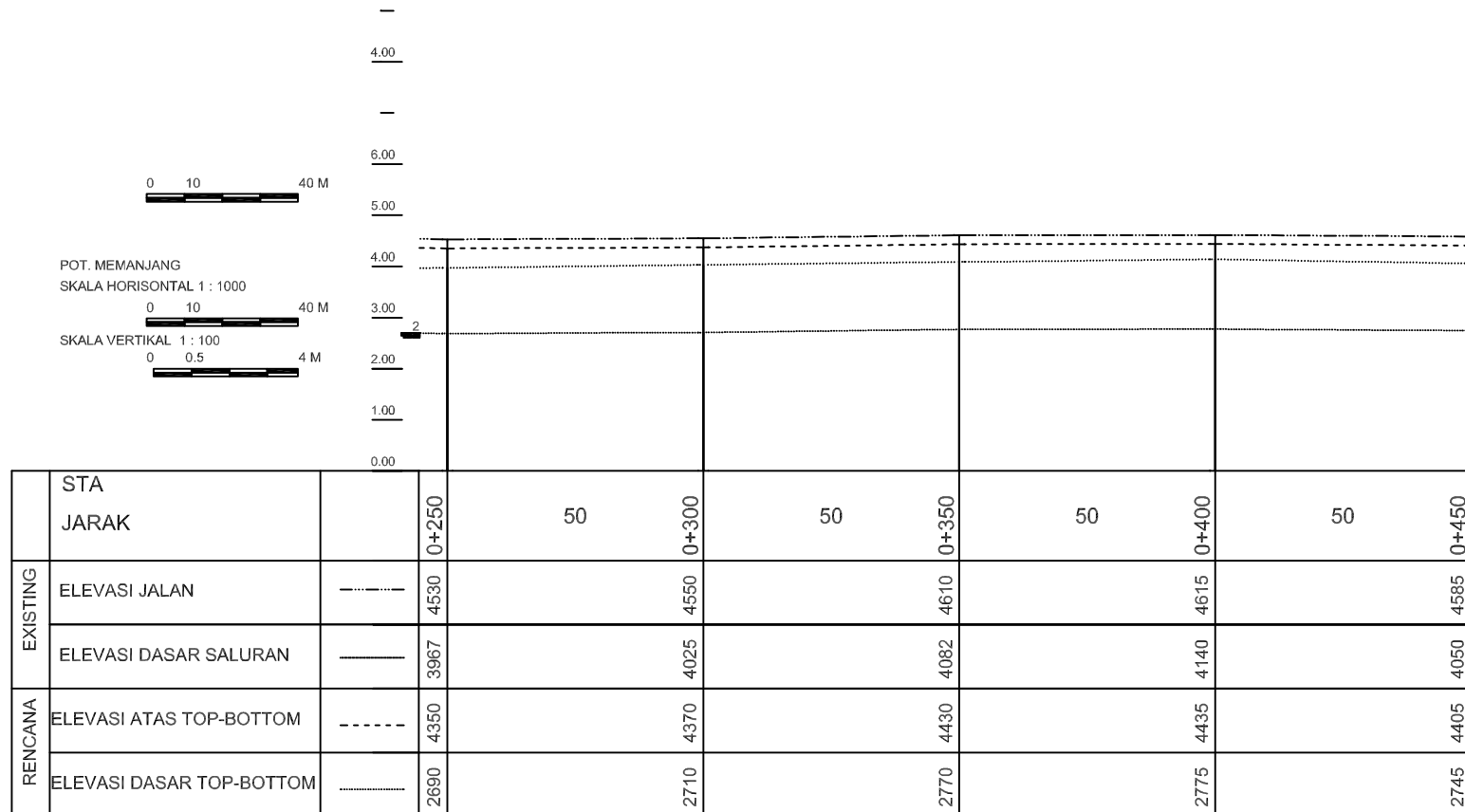
### KETERANGAN

NOMOR  
GAMBAR

JUMLAH  
GAMBAR

9

41





D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

**JUDUL TUGAS  
AKHIR TERAPAN**

Evaluasi Kapasitas  
Drainase *Box Culvert*  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

**JUDUL GAMBAR**

*Long Section*

**DOSEN  
PEMBIMBING**

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

**MAHASISWA**

Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

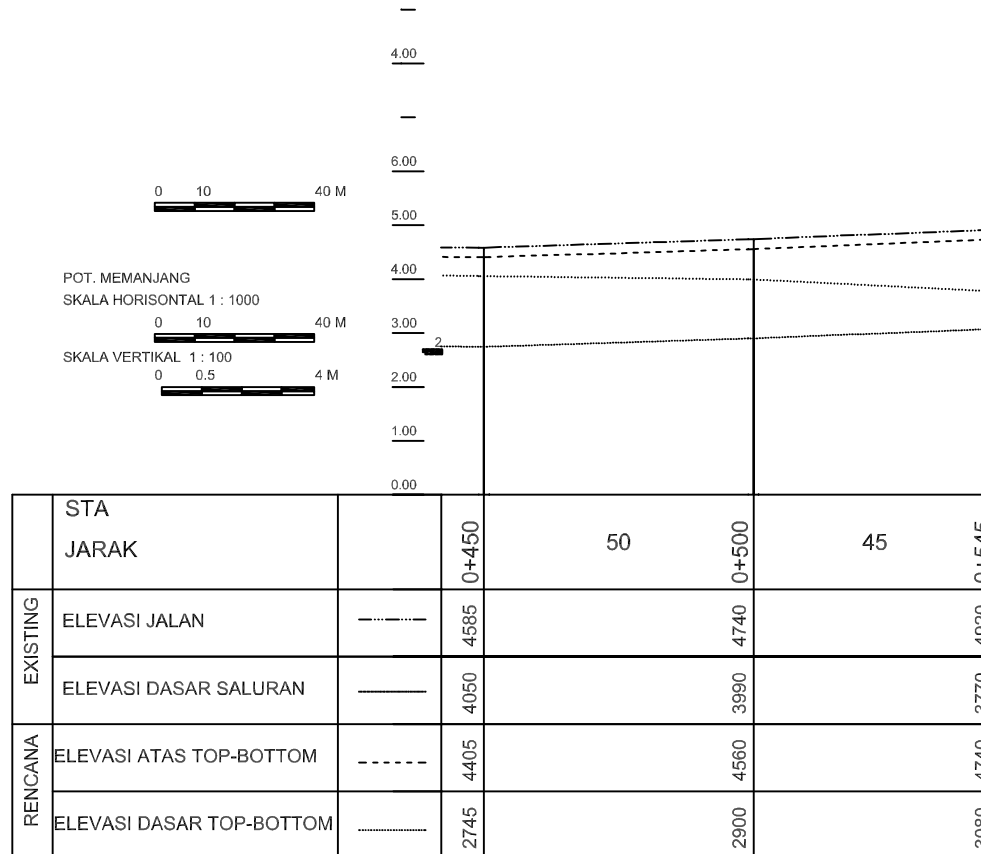
**KETERANGAN**

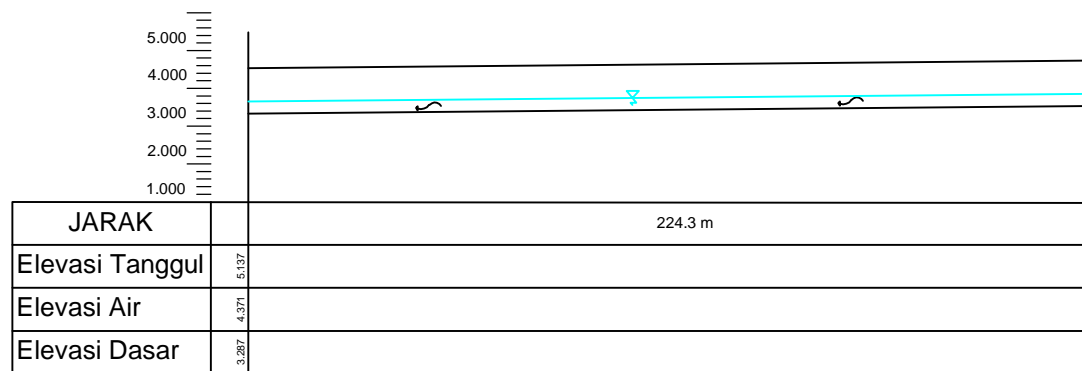
NOMOR  
GAMBAR


JUMLAH  
GAMBAR

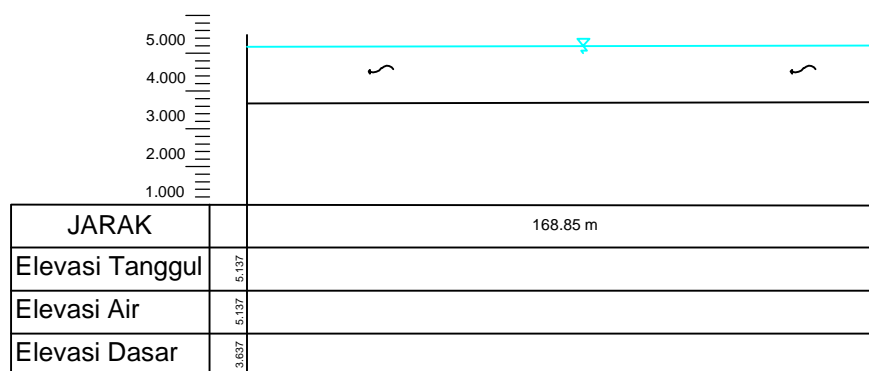
10


41





 **POTONGAN MEMANJANG SALURAN MLETO**  
Skala Vertikal 1:20  
Skala Horizontal 1:200



 **POTONGAN MEMANJANG SALURAN KERTAJAYA INDAH TENGAH**  
Skala Vertikal 1:20  
Skala Horizontal 1:200



D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

### JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

Evaluasi Kapasitas  
Drainase Box Culvert  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

### JUDUL GAMBAR

*Long Section*

### DOSEN PEMBIMBING

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

### MAHASISWA

Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

### KETERANGAN

NOMOR  
GAMBAR

JUMLAH  
GAMBAR

11

41



D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

### JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

Evaluasi Kapasitas  
Drainase *Box Culvert*  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

### JUDUL GAMBAR

*Long Section*

### DOSEN PEMBIMBING

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

### MAHASISWA

Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

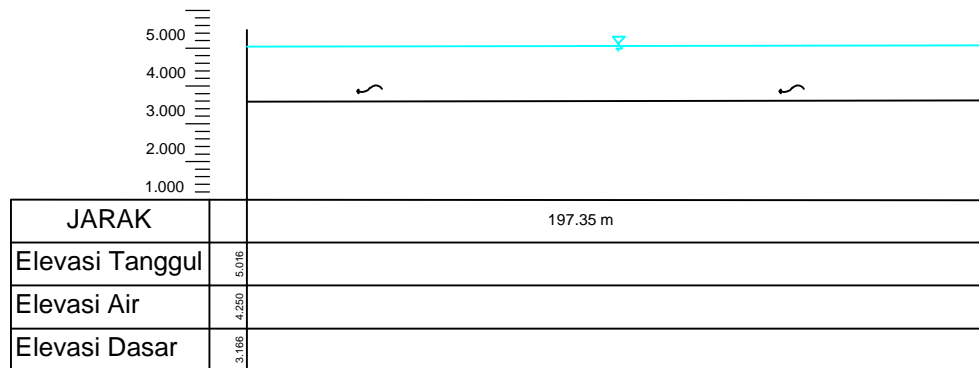
### KETERANGAN

NOMOR  
GAMBAR

JUMLAH  
GAMBAR

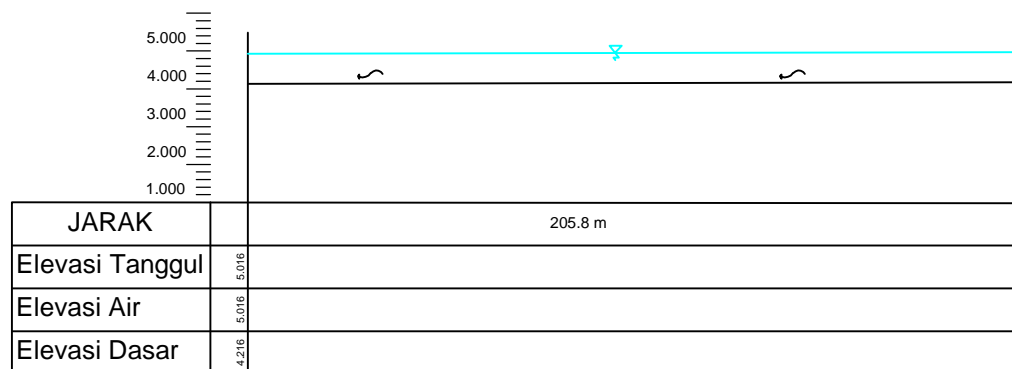
12

41



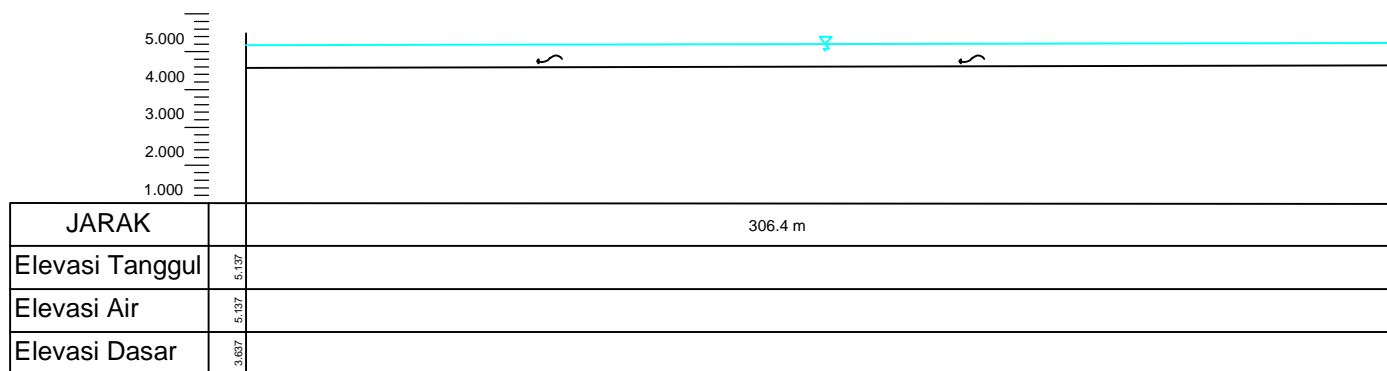
### POTONGAN MEMANJANG SALURAN KERTAJAYA INDAH TIMUR 1

Skala Vertikal 1:20  
Skala Horizontal 1:200

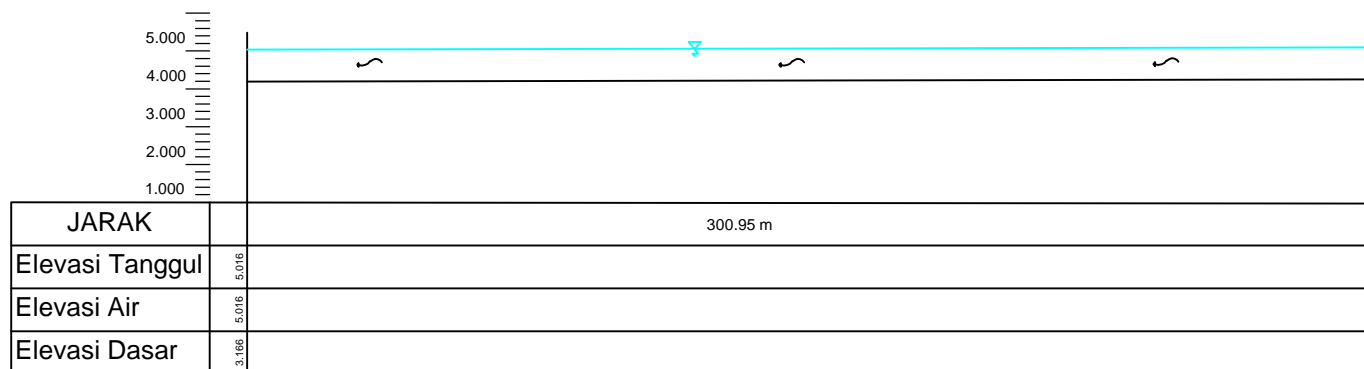


### POTONGAN MEMANJANG SALURAN KERTAJAYA INDAH TIMUR 2

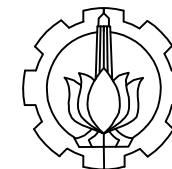
Skala Vertikal 1:20  
Skala Horizontal 1:200



 **POTONGAN MEMANJANG SALURAN KLAMPIS JAYA**  
 Skala Vertikal 1:20  
 Skala Horizontal 1:200



 **POTONGAN MEMANJANG SALURAN TERSIER MANYAR KERTOADI**  
 Skala Vertikal 1:20  
 Skala Horizontal 1:200



D3 TEKNIK SIPIL  
 FAKULTAS VOKASI  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

### JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

Evaluasi Kapasitas  
 Drainase *Box Culvert*  
 Jalan Gebang Lor  
 Terhadap Hulu dan  
 Hilirnya

### JUDUL GAMBAR

*Long Section*

### DOSEN PEMBIMBING

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
 Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

### MAHASISWA

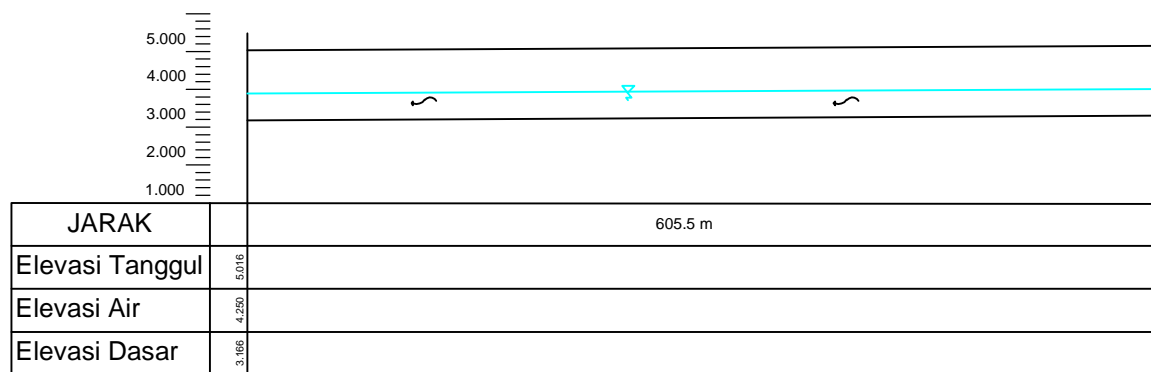
Januarico Alif Darmawan  
 NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
 NRP 3114 030 115

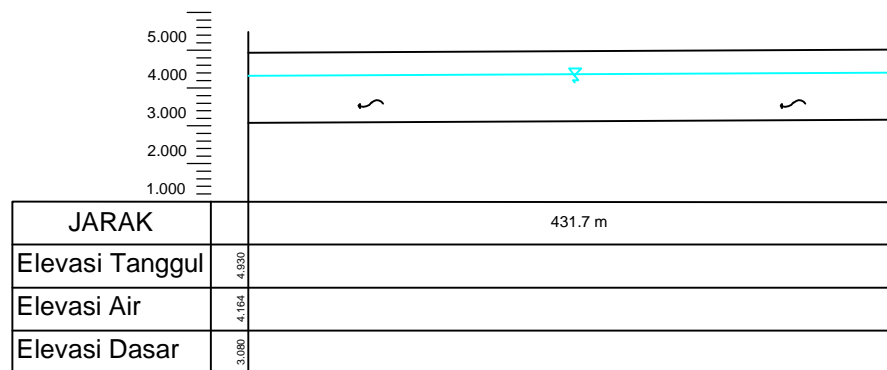
### KETERANGAN

NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-----------------	------------------

13	41
----	----



 **POTONGAN MEMANJANG SALURAN MANYAR KERTOADI 1**  
 Skala Vertikal 1:20  
 Skala Horizontal 1:500



 **POTONGAN MEMANJANG SALURAN MANYAR KERTOADI 2**  
 Skala Vertikal 1:20  
 Skala Horizontal 1:500



**D3 TEKNIK SIPIL**  
 FAKULTAS VOKASI  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

**JUDUL TUGAS  
 AKHIR TERAPAN**

Evaluasi Kapasitas  
 Drainase *Box Culvert*  
 Jalan Gebang Lor  
 Terhadap Hulu dan  
 Hilirnya

**JUDUL GAMBAR**

*Long Section*

**DOSEN  
 PEMBIMBING**

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
 Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

**MAHASISWA**

Januarico Alif Darmawan  
 NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
 NRP 3114 030 115

**KETERANGAN**

**NOMOR  
 GAMBAR**

**JUMLAH  
 GAMBAR**

**14**

**41**



D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

### JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

Evaluasi Kapasitas  
Drainase *Box Culvert*  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

### JUDUL GAMBAR

*Long Section*

### DOSEN PEMBIMBING

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

### MAHASISWA

Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

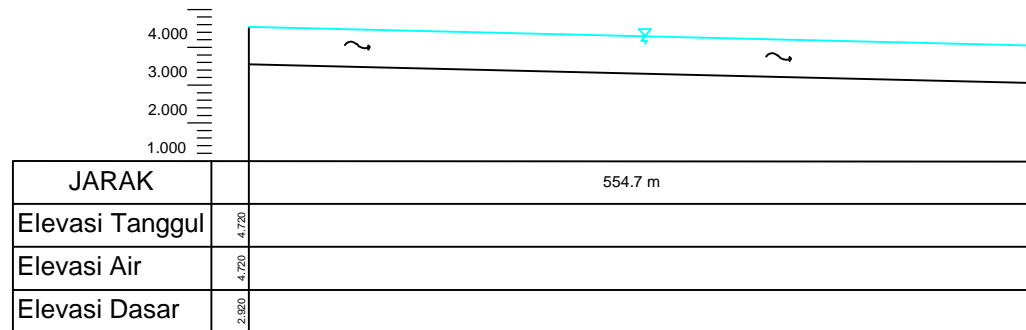
### KETERANGAN

NOMOR  
GAMBAR

JUMLAH  
GAMBAR

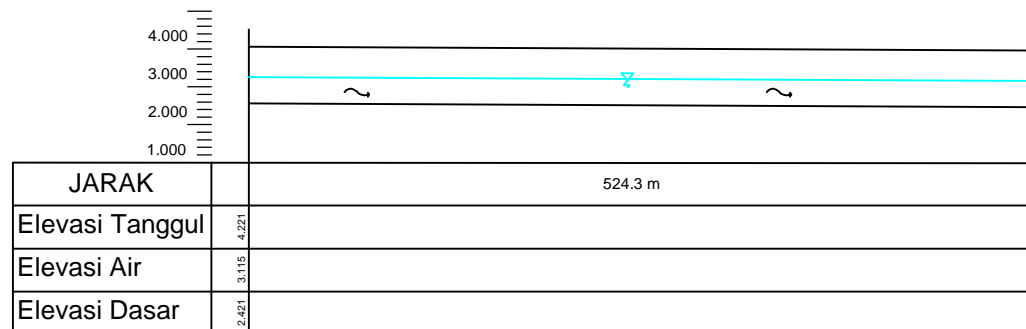
15

41



### POTONGAN MEMANJANG SALURAN GEBANG KIDUL

Skala Vertikal 1:20  
Skala Horizontal 1:500



### POTONGAN MEMANJANG SALURAN ITS TENGAH

Skala Vertikal 1:20  
Skala Horizontal 1:500





D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

### JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

Evaluasi Kapasitas  
Drainase *Box Culvert*  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

### JUDUL GAMBAR

*Long Section*

### DOSEN PEMBIMBING

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

### MAHASISWA

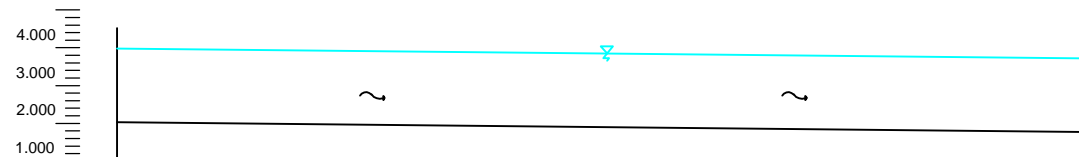
Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

### KETERANGAN

NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-----------------	------------------

16	41
----	----



JARAK		1296.4 m
Elevasi Tanggul	4.116	3.857
Elevasi Air	4.116	3.857
Elevasi Dasar	2.216	2.057



### POTONGAN MEMANJANG SALURAN RAYA ITS

Skala Vertikal 1:20

Skala Horizontal 1:1000



D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

### JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

Evaluasi Kapasitas  
Drainase Box Culvert  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

### JUDUL GAMBAR

Potongan Melintang

### DOSEN PEMBIMBING

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

### MAHASISWA

Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyudien  
NRP 3114 030 115

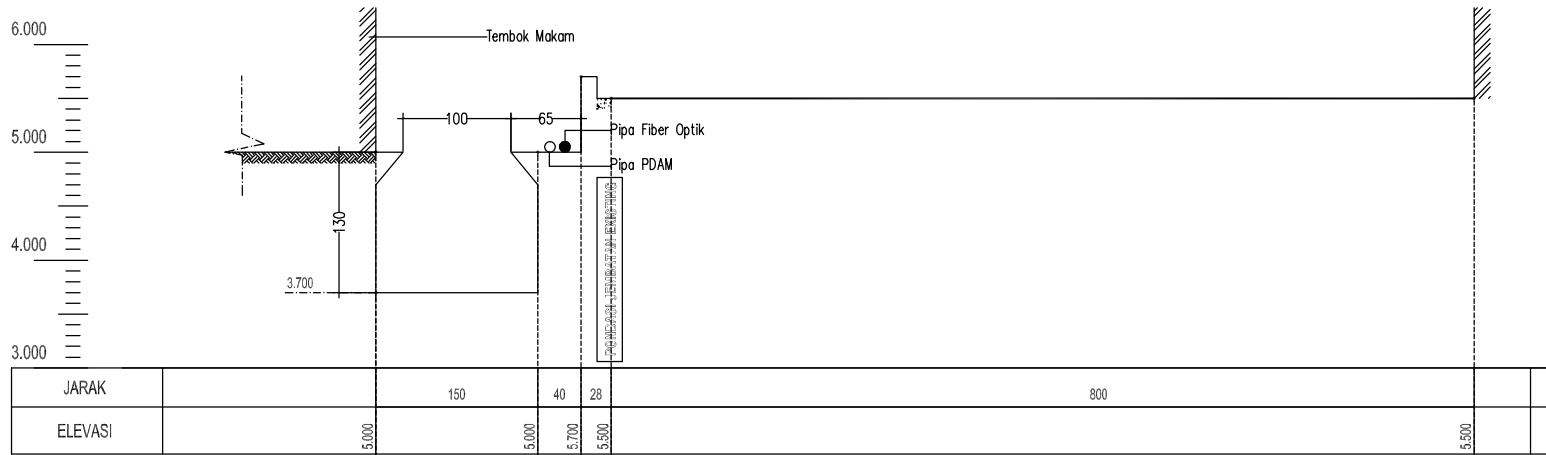
### KETERANGAN

Skala 1 : 100

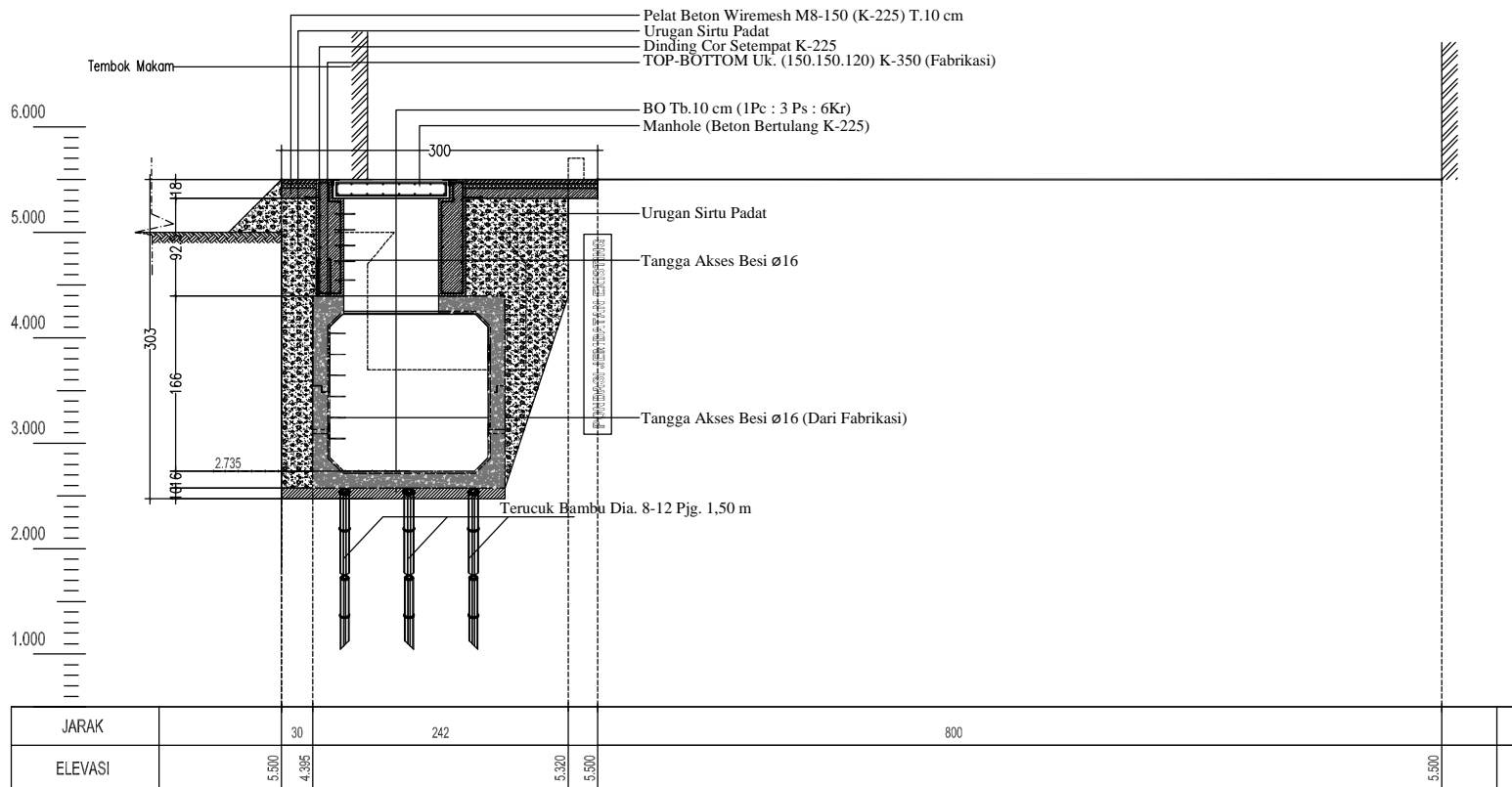
NOMOR  
GAMBAR

JUMLAH  
GAMBAR

17 41



STA 0+000 (EKSISTING)  
Skala 1:100



STA 0+000 (RENCANA)  
Skala 1:100



D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

### JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

Evaluasi Kapasitas  
Drainase Box Culvert  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

### JUDUL GAMBAR

Potongan Melintang

### DOSEN PEMBIMBING

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

### MAHASISWA

Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyudien  
NRP 3114 030 115

### KETERANGAN

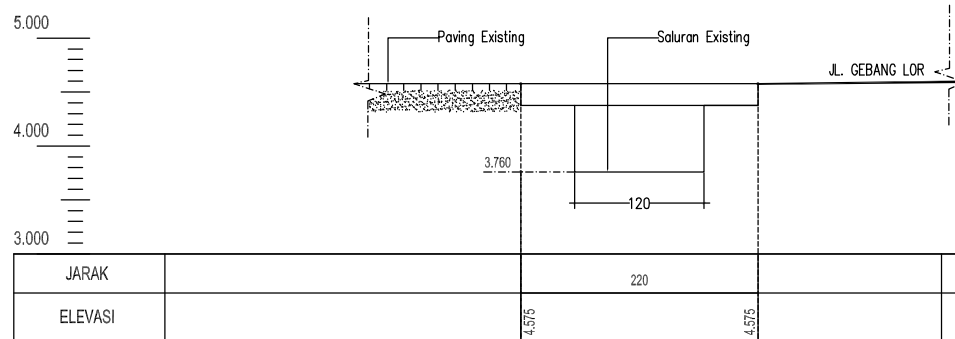
Skala 1 : 100

NOMOR  
GAMBAR

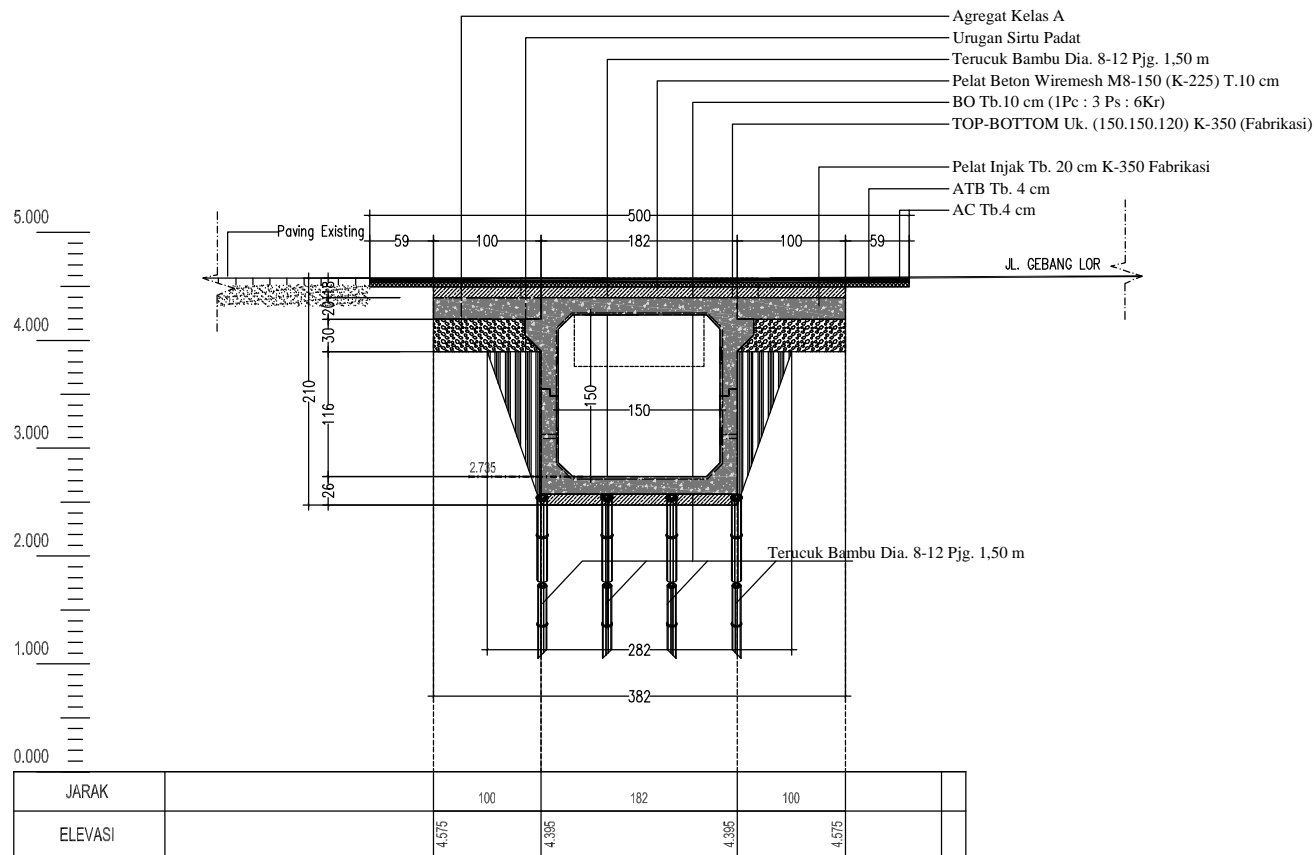
JUMLAH  
GAMBAR

18

41



STA 0+050 (EKSISTING)  
Skala 1:100



STA 0+050 (RENCANA)  
Skala 1:100



D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

### JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

Evaluasi Kapasitas  
Drainase Box Culvert  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

### JUDUL GAMBAR

Potongan Melintang

### DOSEN PEMBIMBING

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

### MAHASISWA

Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

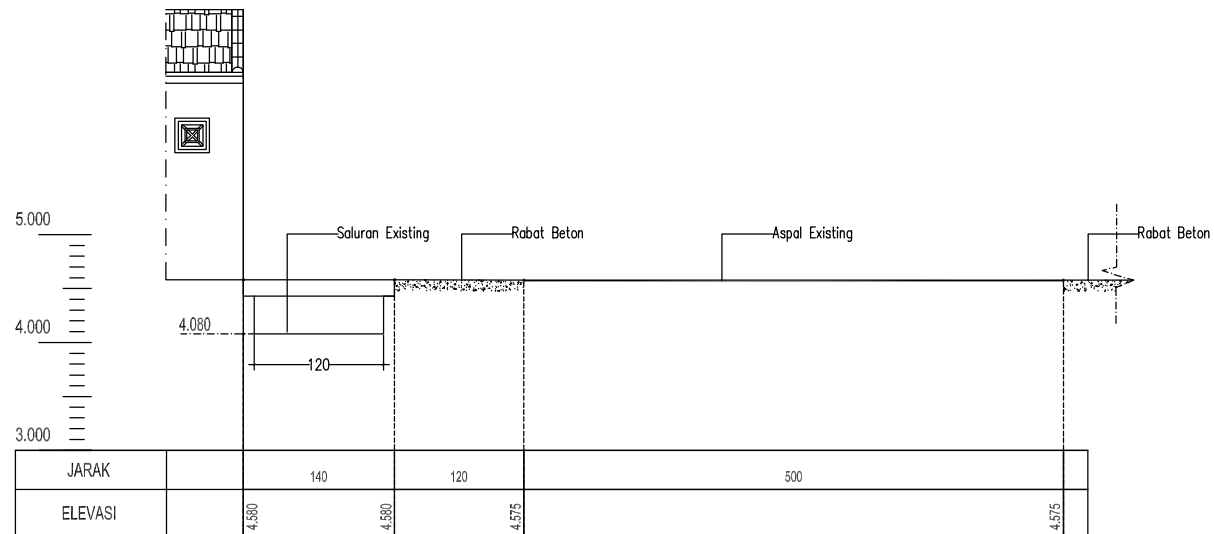
### KETERANGAN

Skala 1 : 100

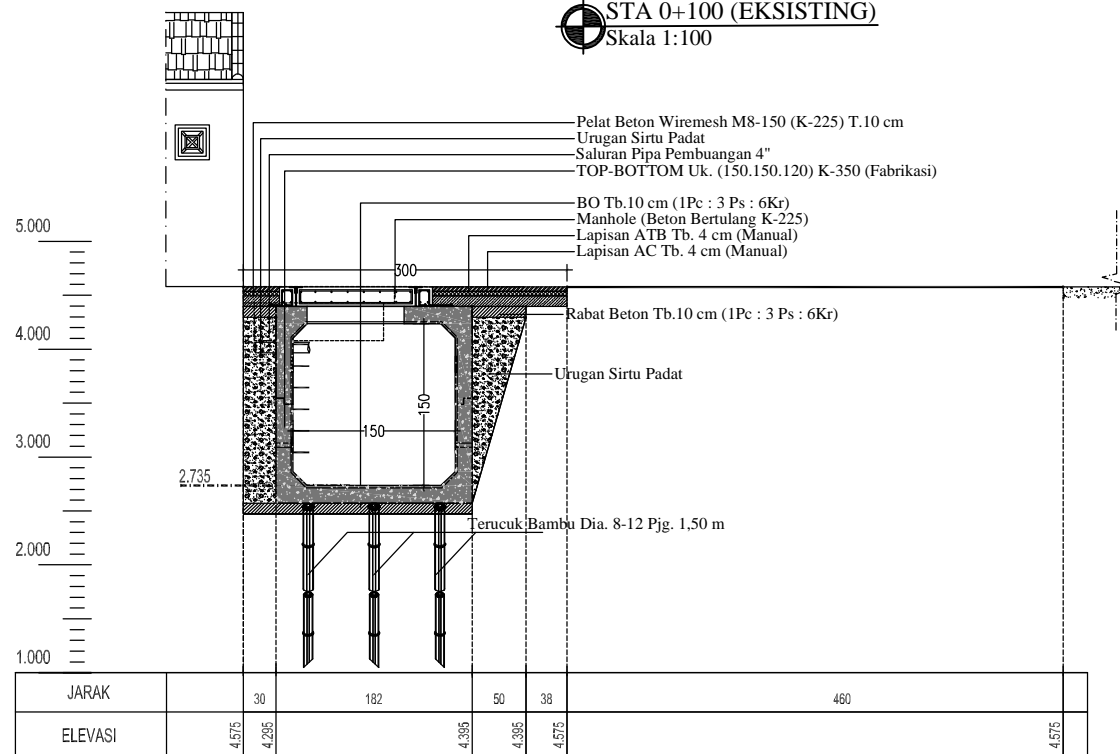
NOMOR  
GAMBAR

JUMLAH  
GAMBAR

19 41



STA 0+100 (EKSISTING)  
Skala 1:100



STA 0+100 (RENCANA)  
Skala 1:100



D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

### JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

Evaluasi Kapasitas  
Drainase *Box Culvert*  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

### JUDUL GAMBAR

Potongan Melintang

### DOSEN PEMBIMBING

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

### MAHASISWA

Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

### KETERANGAN

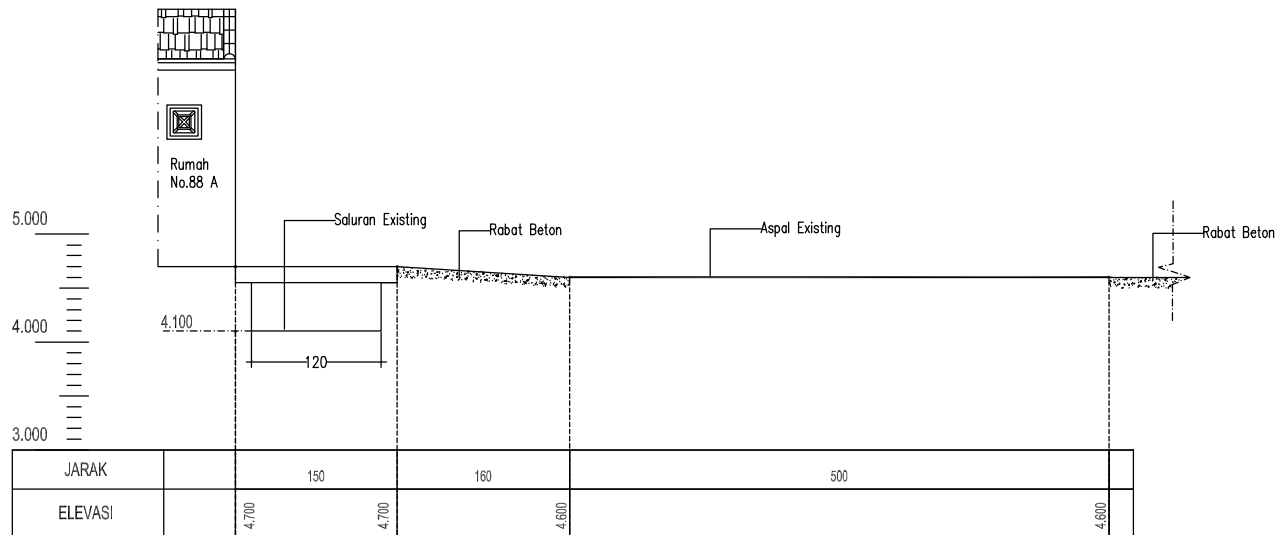
Skala 1 : 100

NOMOR  
GAMBAR

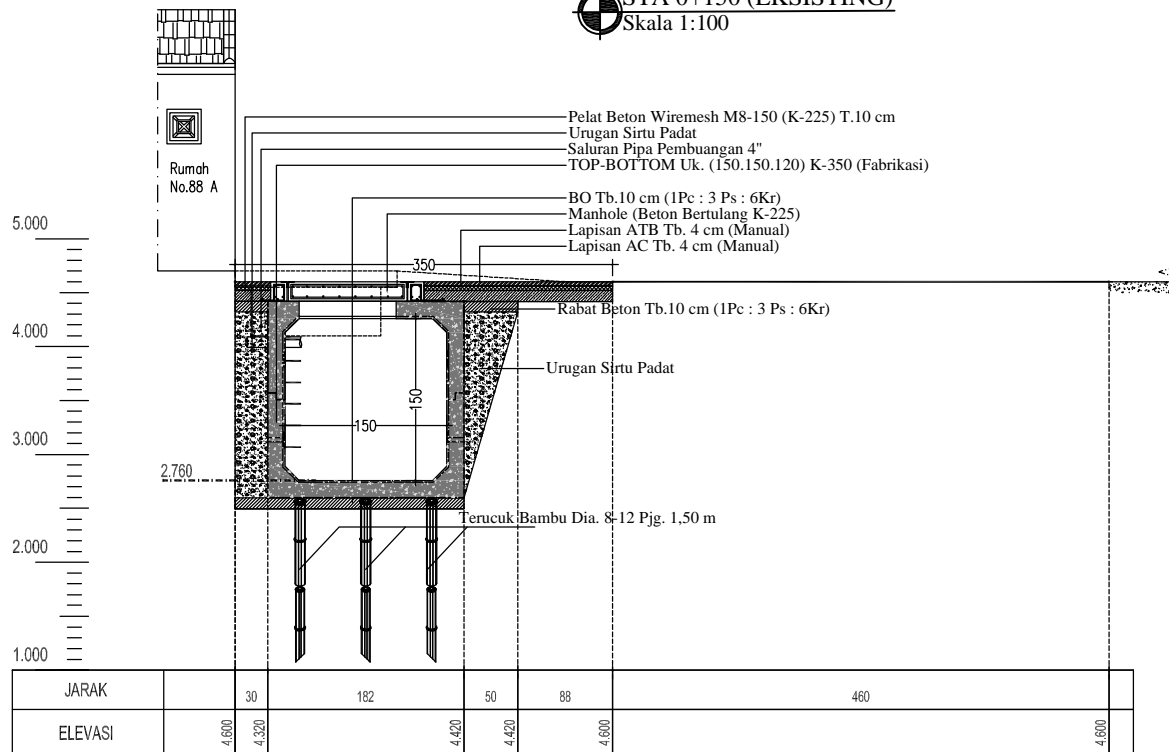
JUMLAH  
GAMBAR

20

41



STA 0+150 (EKSISTING)  
Skala 1:100



STA 0+150 (RENCANA)  
Skala 1:100



D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

### JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

Evaluasi Kapasitas  
Drainase Box Culvert  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

### JUDUL GAMBAR

Potongan Melintang

### DOSEN PEMBIMBING

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

### MAHASISWA

Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

### KETERANGAN

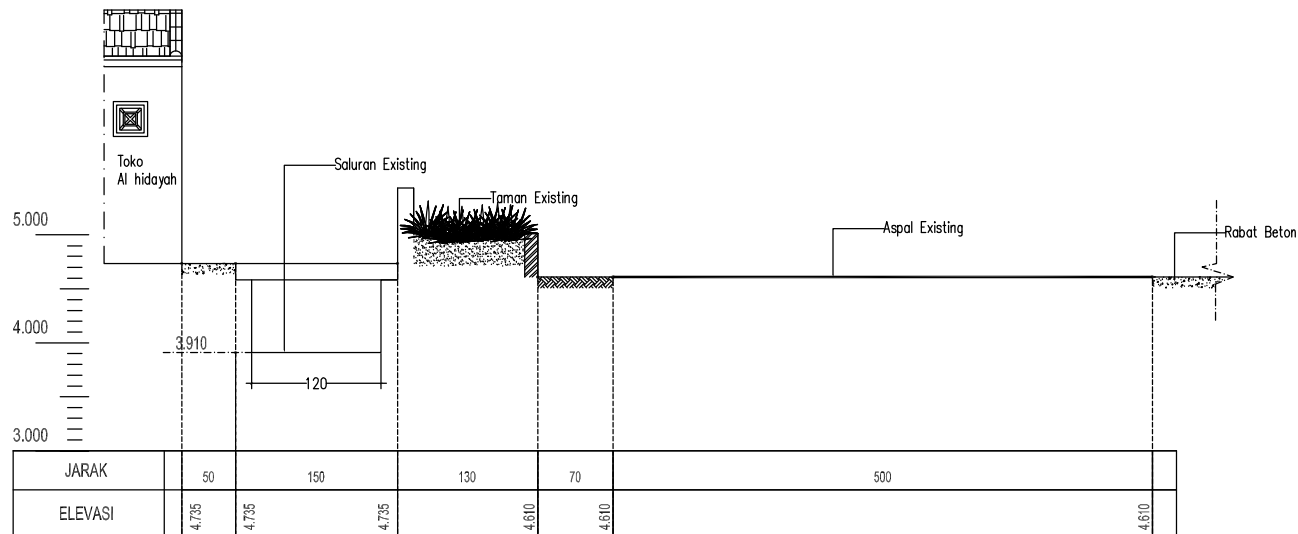
Skala 1 : 100

NOMOR  
GAMBAR

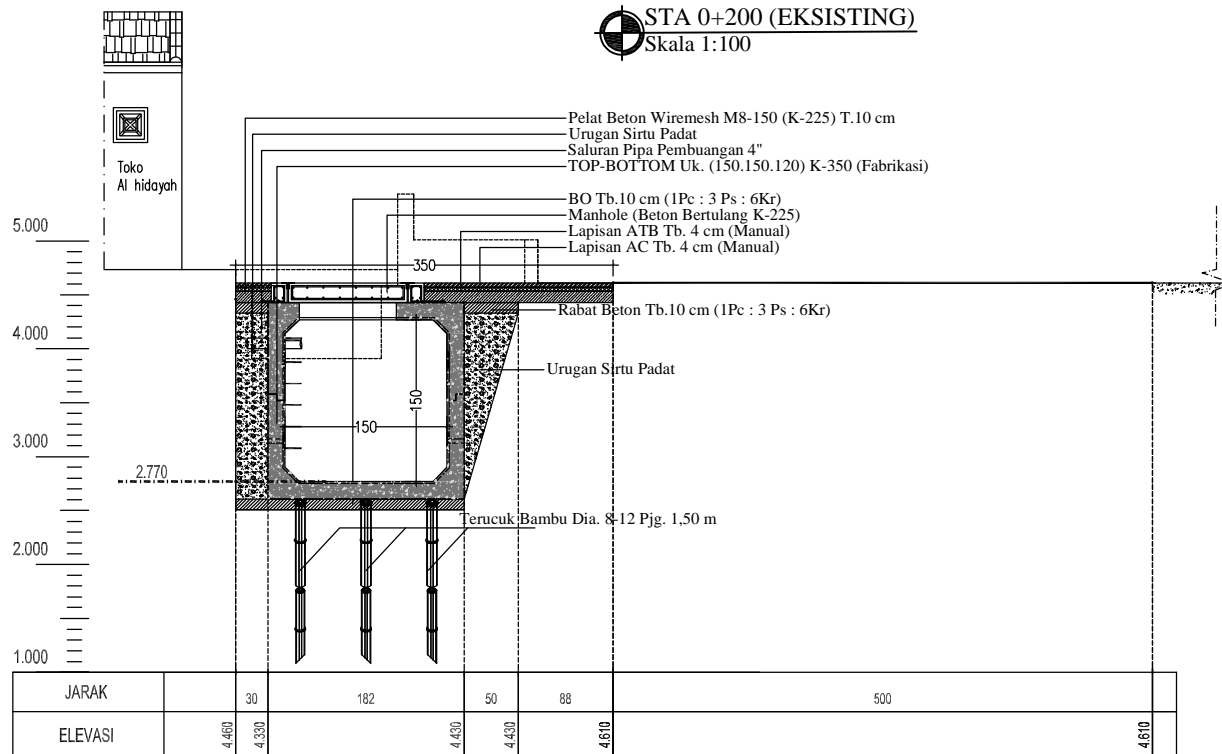
JUMLAH  
GAMBAR

21

41



STA 0+200 (EKSISTING)  
Skala 1:100



STA 0+200 (RENCANA)  
Skala 1:100





D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

## JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

Evaluasi Kapasitas  
Drainase *Box Culvert*  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

## JUDUL GAMBAR

Potongan Melintang

## DOSEN PEMBIMBING

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

## MAHASISWA

Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

## KETERANGAN

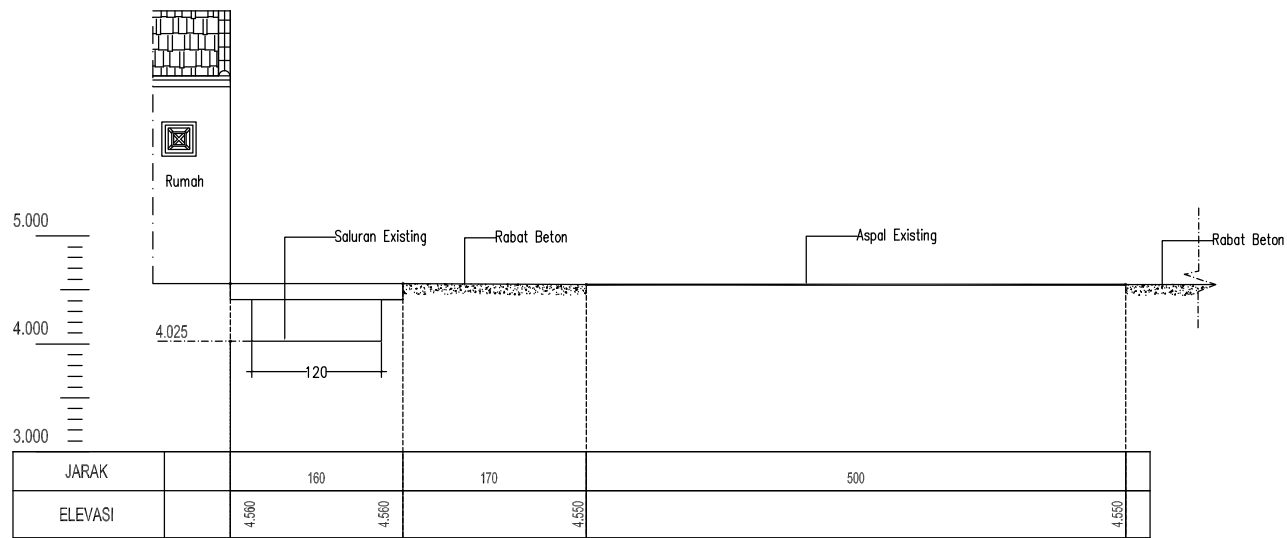
Skala 1 : 100

NOMOR  
GAMBAR

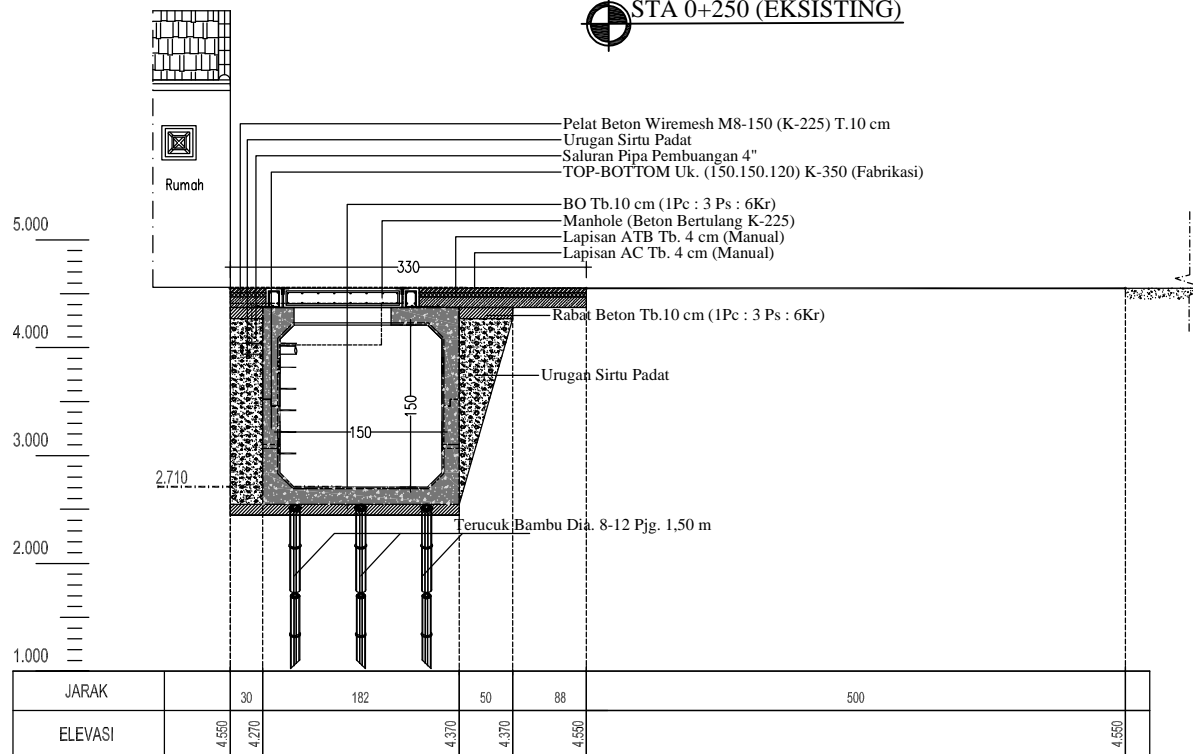
JUMLAH  
GAMBAR

23

41



STA 0+250 (EKSISTING)



STA 0+300 (RENCANA)  
Skala 1:100





D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

## JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

Evaluasi Kapasitas  
Drainase Box Culvert  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

## JUDUL GAMBAR

Potongan Melintang

## DOSEN PEMBIMBING

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

## MAHASISWA

Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

## KETERANGAN

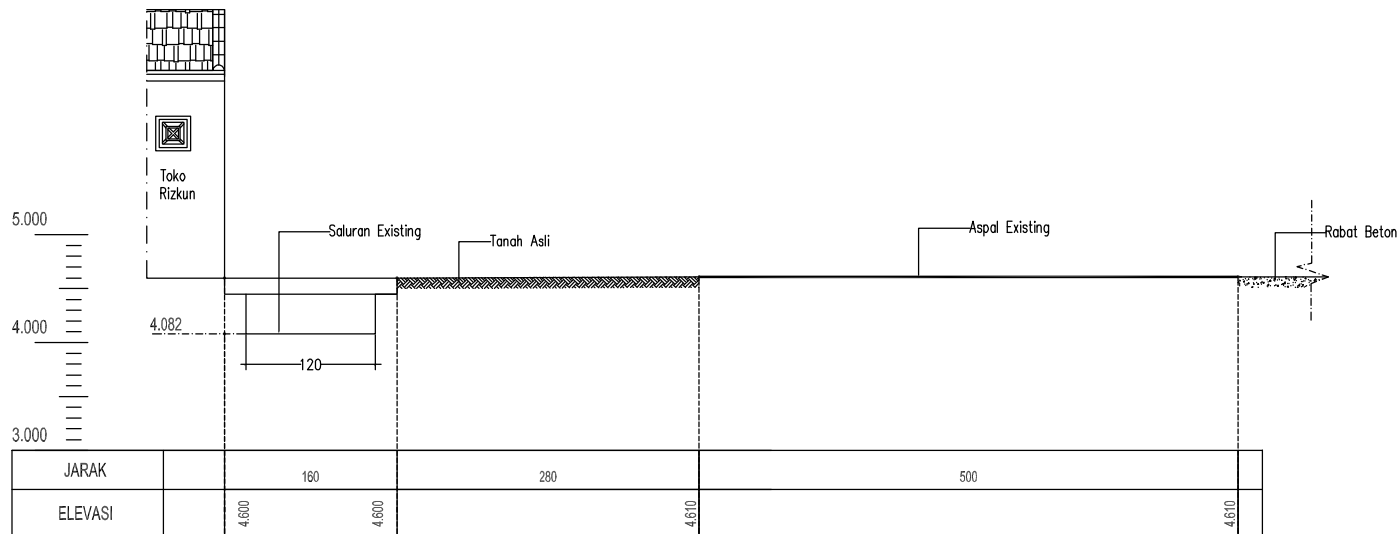
Skala 1 : 100

NOMOR  
GAMBAR

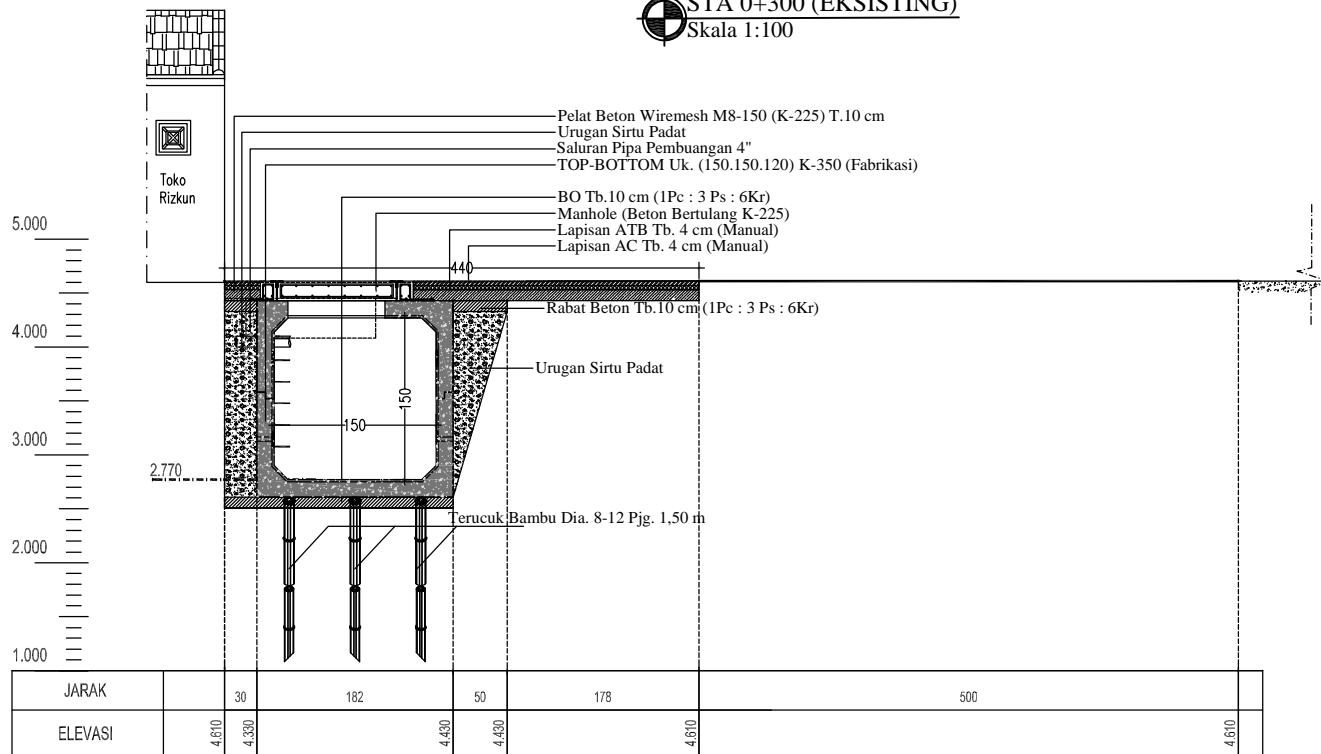
JUMLAH  
GAMBAR

24

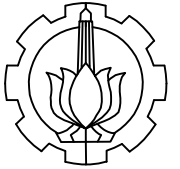
41



STA 0+300 (EKSISTING)  
Skala 1:100



STA 0+350 (RENCANA)  
Skala 1:100



D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

## JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

Evaluasi Kapasitas  
Drainase *Box Culvert*  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

## JUDUL GAMBAR

Potongan Melintang

## DOSEN PEMBIMBING

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

## MAHASISWA

Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyudien  
NRP 3114 030 115

## KETERANGAN

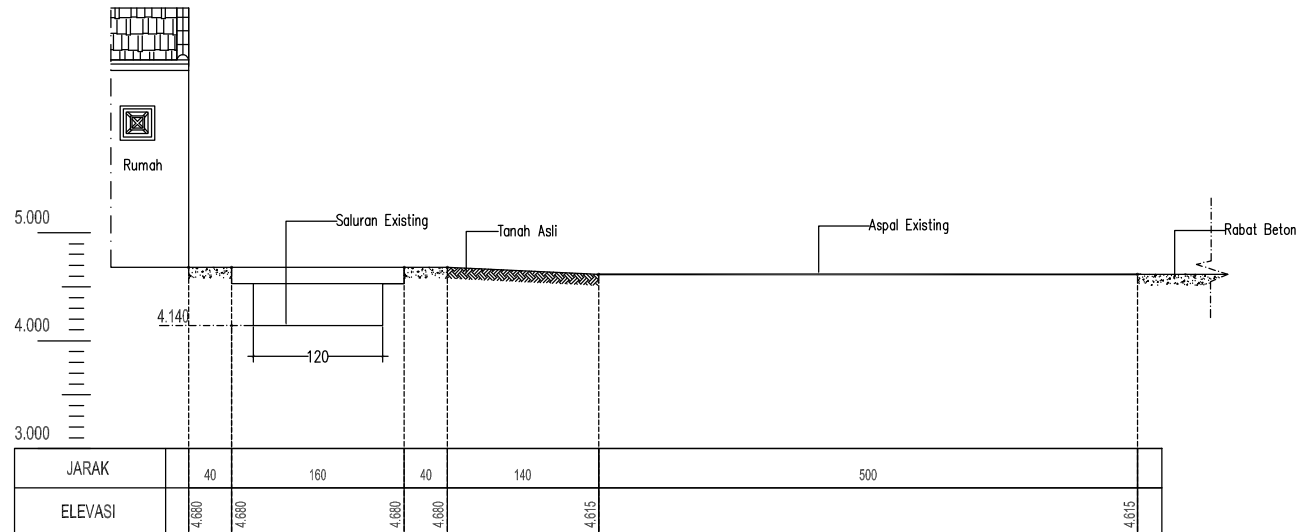
Skala 1 : 100

NOMOR  
GAMBAR

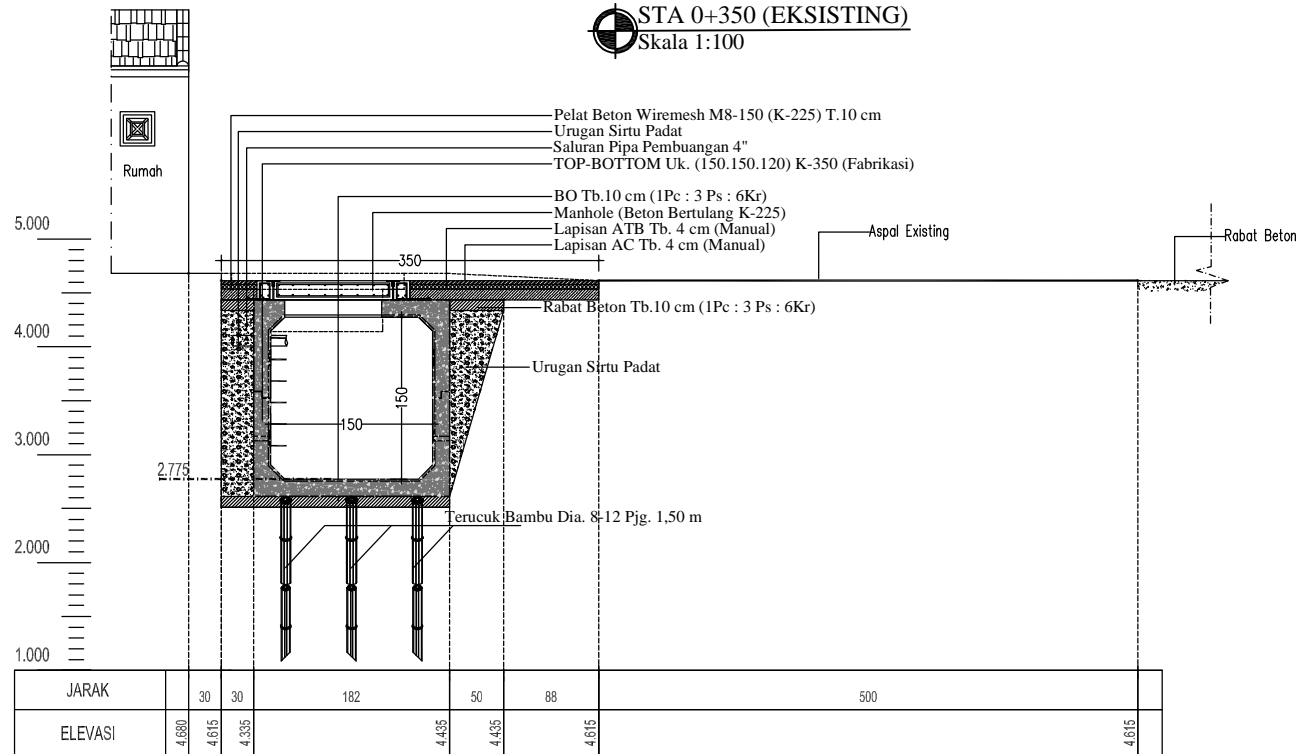
JUMLAH  
GAMBAR

25

41



STA 0+350 (EKSISTING)  
Skala 1:100



STA 0+400 (RENCANA)  
Skala 1:100



D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

## JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

Evaluasi Kapasitas  
Drainase *Box Culvert*  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

## JUDUL GAMBAR

Potongan Melintang

## DOSEN PEMBIMBING

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

## MAHASISWA

Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

## KETERANGAN

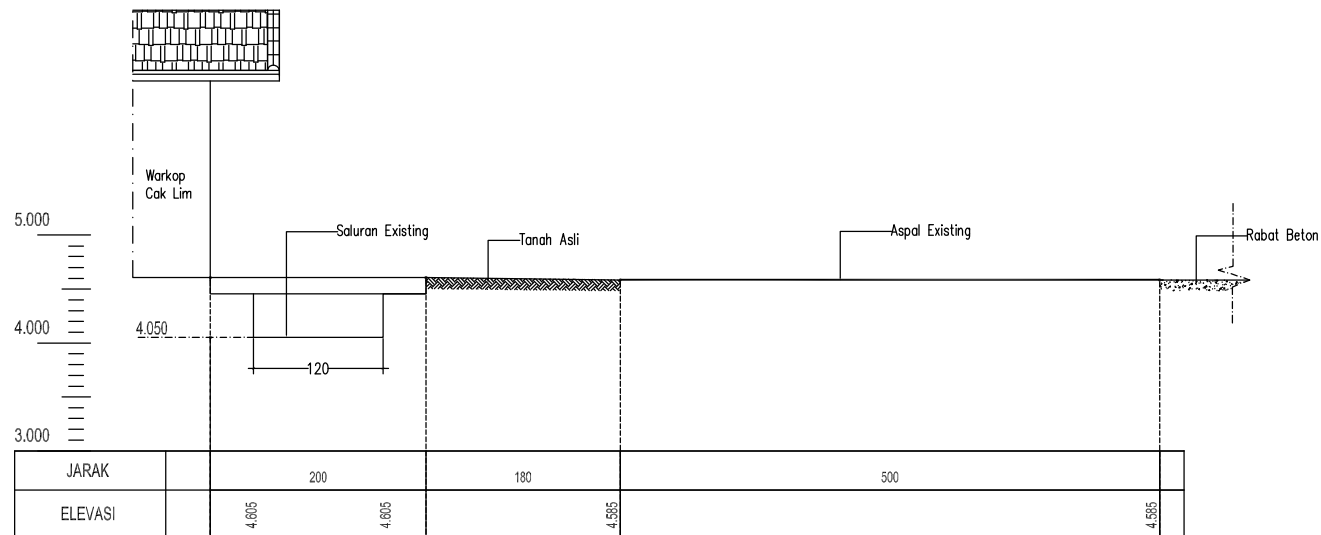
Skala 1 : 100

NOMOR  
GAMBAR

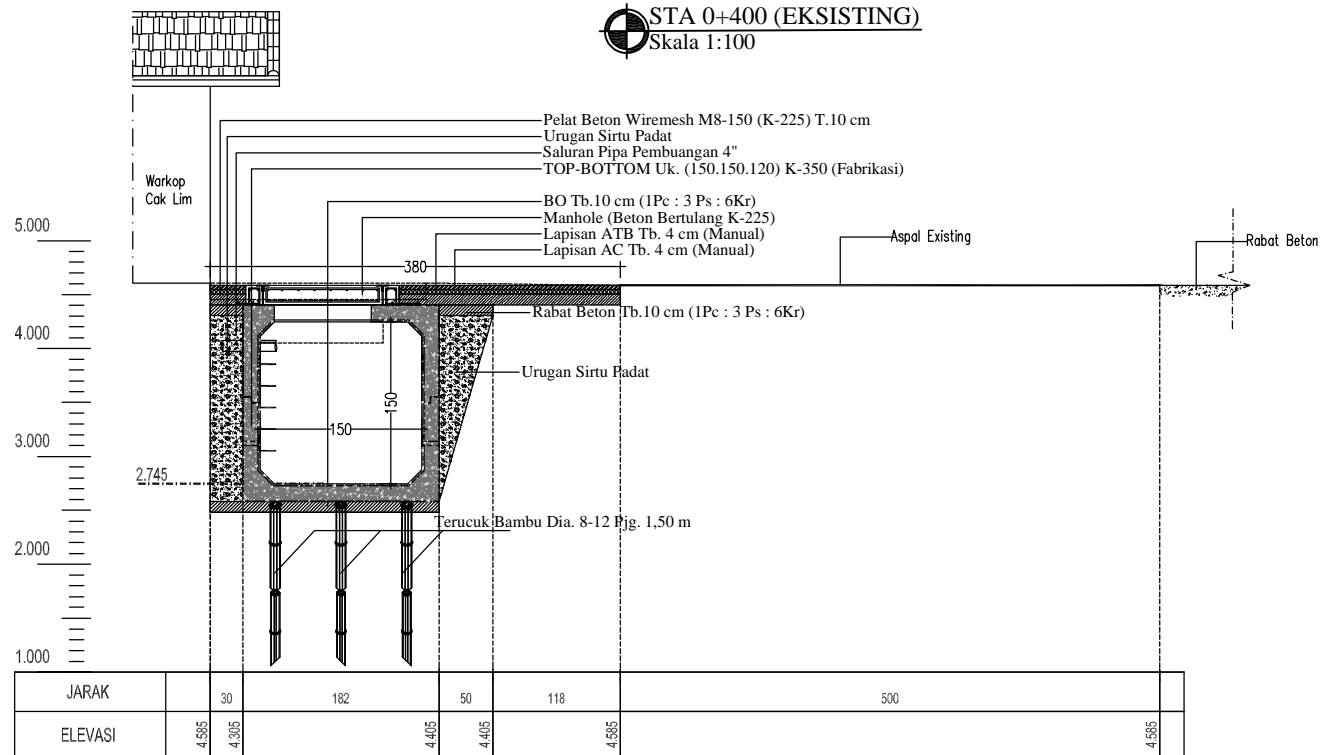
JUMLAH  
GAMBAR

26

41



STA 0+400 (EKSISTING)  
Skala 1:100



STA 0+450 (RENCANA)  
Skala 1:100



# Evaluasi Kapasitas Drainase *Box Culvert* Jalan Gebang Lor Terhadap Hulu dan Hilirnya

### Potongan Melintang

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

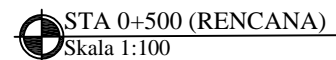
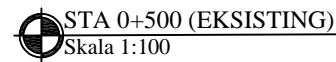
Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

## Skala 1 : 100

Jumlah Gambar

41





D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

### JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

Evaluasi Kapasitas  
Drainase *Box Culvert*  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

### JUDUL GAMBAR

Potongan Melintang

### DOSEN PEMBIMBING

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

### MAHASISWA

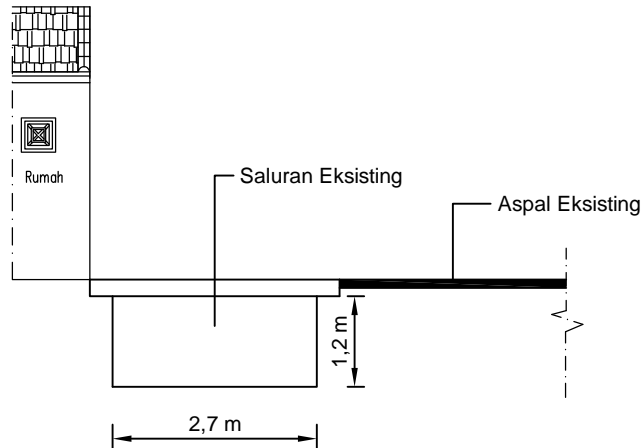
Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

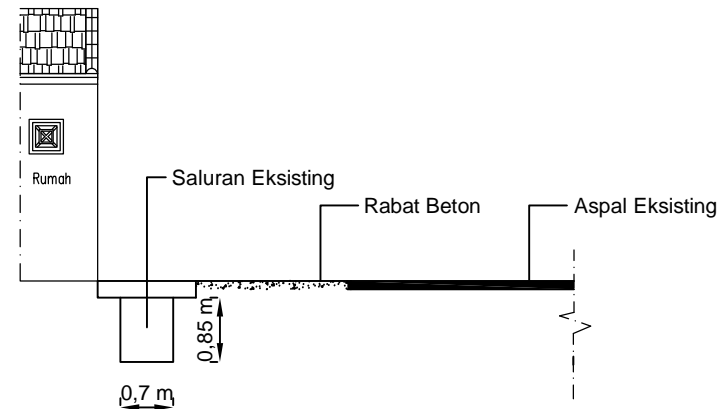
### KETERANGAN

NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-----------------	------------------

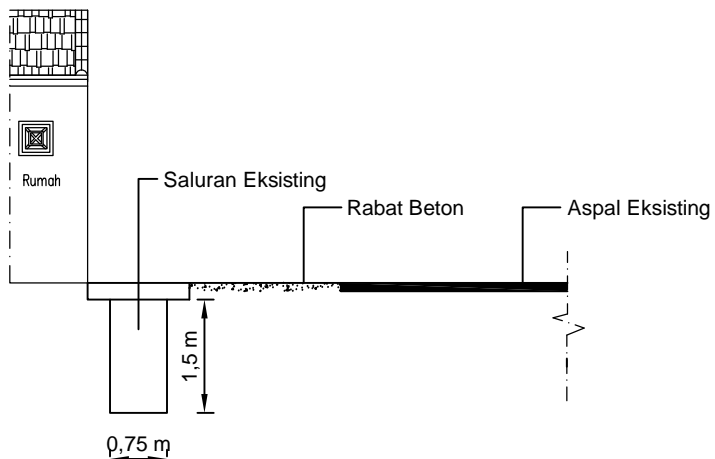
28	41
----	----



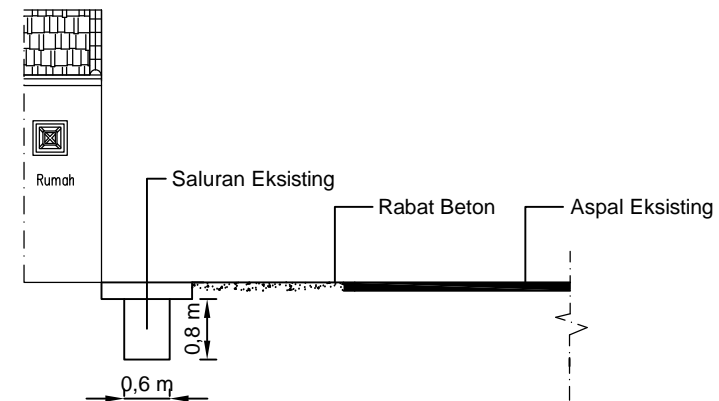
 **POTONGAN MELINTANG SALURAN MLETO**  
Skala 1:100



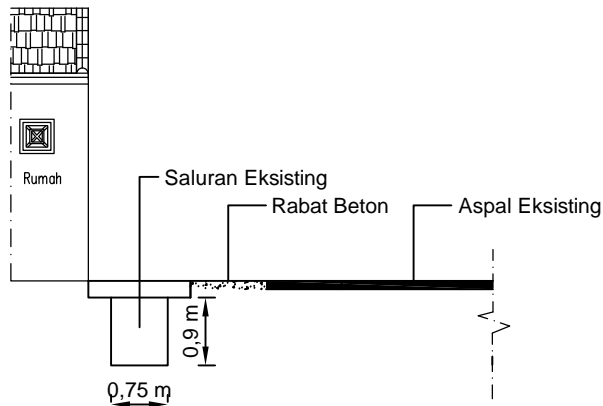
 **POTONGAN MELINTANG SALURAN KERTAJAYA INDAH TIMUR 1**  
Skala 1:100



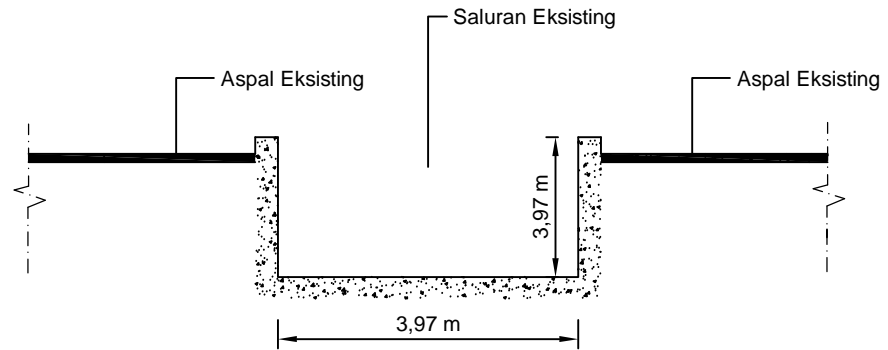
 **POTONGAN MELINTANG SALURAN KERTAJAYA INDAH TENGAH**  
Skala 1:100



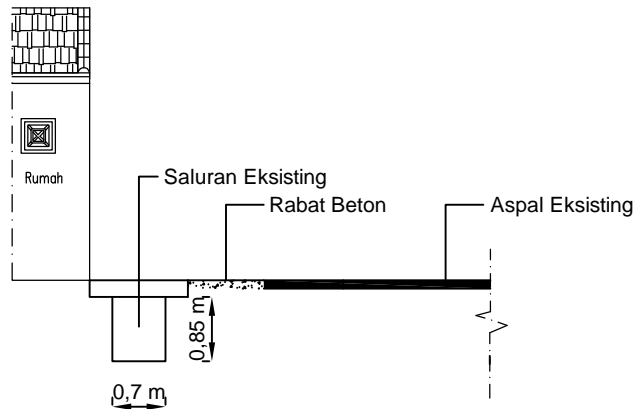
 **POTONGAN MELINTANG SALURAN KERTAJAYA INDAH TIMUR 2**  
Skala 1:100



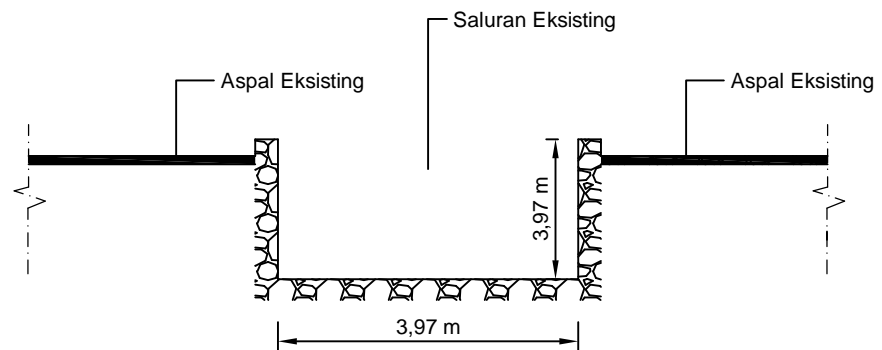
**POTONGAN MELINTANG SALURAN KLAMPIS JAYA**  
Skala 1:100



**POTONGAN MELINTANG SALURAN MANYAR KERTOADI 1**  
Skala 1:100



**POTONGAN MELINTANG SALURAN TERSIER MANYAR KERTOADI**  
Skala 1:100



**POTONGAN MELINTANG SALURAN MANYAR KERTOADI 2**  
Skala 1:100



D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

### JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

Evaluasi Kapasitas  
Drainase *Box Culvert*  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

### JUDUL GAMBAR

Potongan Melintang

### DOSEN PEMBIMBING

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

### MAHASISWA

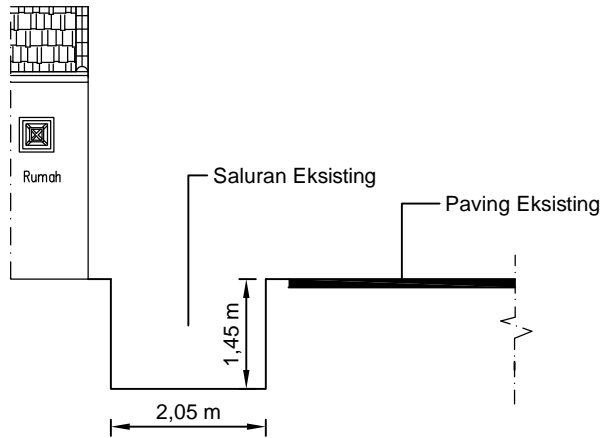
Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

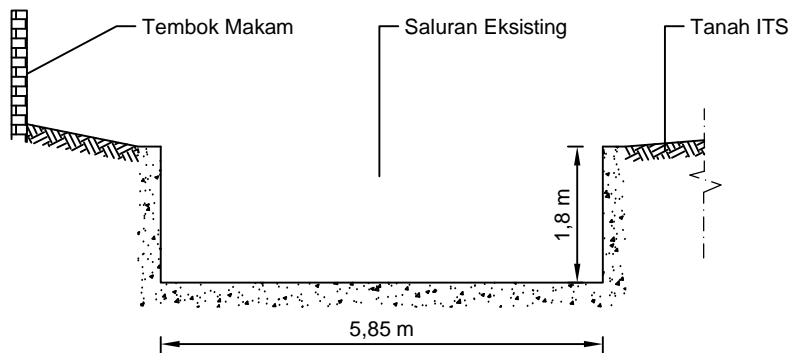
### KETERANGAN

NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-----------------	------------------

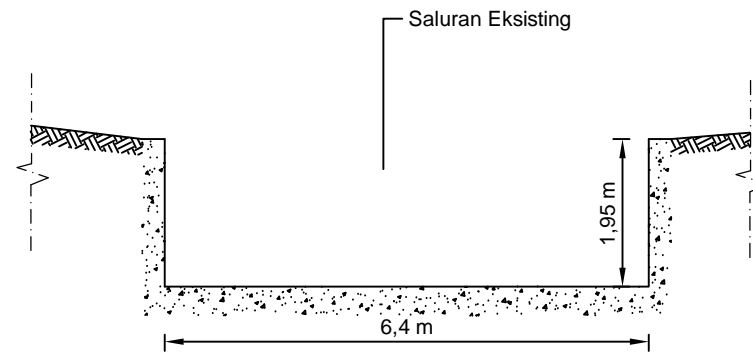
29	41
----	----



**POTONGAN MELINTANG SALURAN GEBANG KIDUL**  
Skala 1:100



**POTONGAN MELINTANG SALURAN ITS TENGAH**  
Skala 1:100



**POTONGAN MELINTANG SALURAN RAYA ITS**  
Skala 1:100



D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

## JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

Evaluasi Kapasitas  
Drainase *Box Culvert*  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

## JUDUL GAMBAR

Potongan Melintang

## DOSEN PEMBIMBING

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

## MAHASISWA

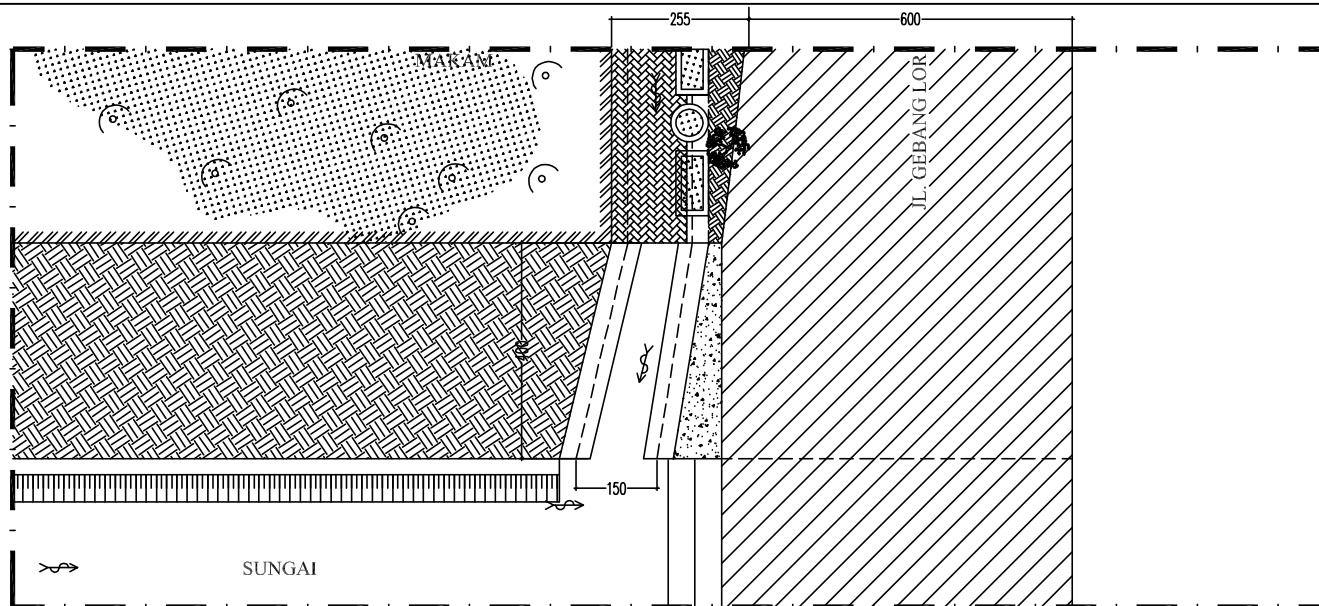
Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

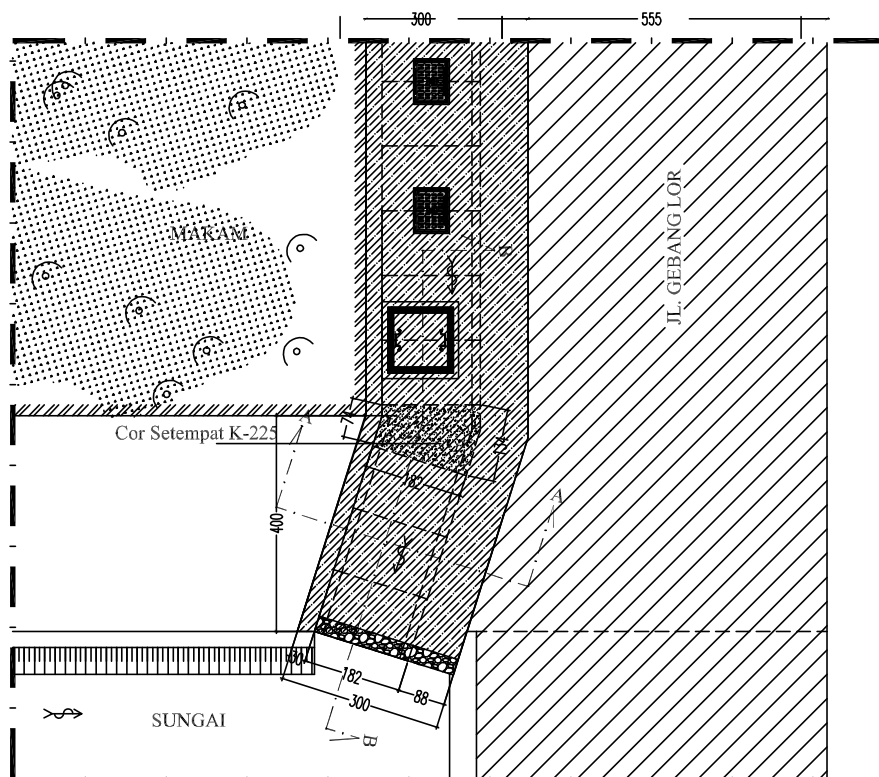
## KETERANGAN

NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-----------------	------------------

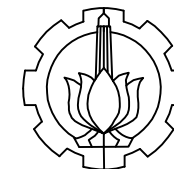
30	41
----	----



**LAYOUT STA 0+000 (EKSISTING)**  
Skala 1:200



**LAYOUT STA 0+000 (RENCANA)**  
Skala 1:200



D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

## JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

Evaluasi Kapasitas  
Drainase Box Culvert  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

## JUDUL GAMBAR

Layout STA0+000

## DOSEN PEMBIMBING

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

## MAHASISWA

Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

## KETERANGAN

Skala 1 : 200

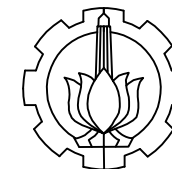
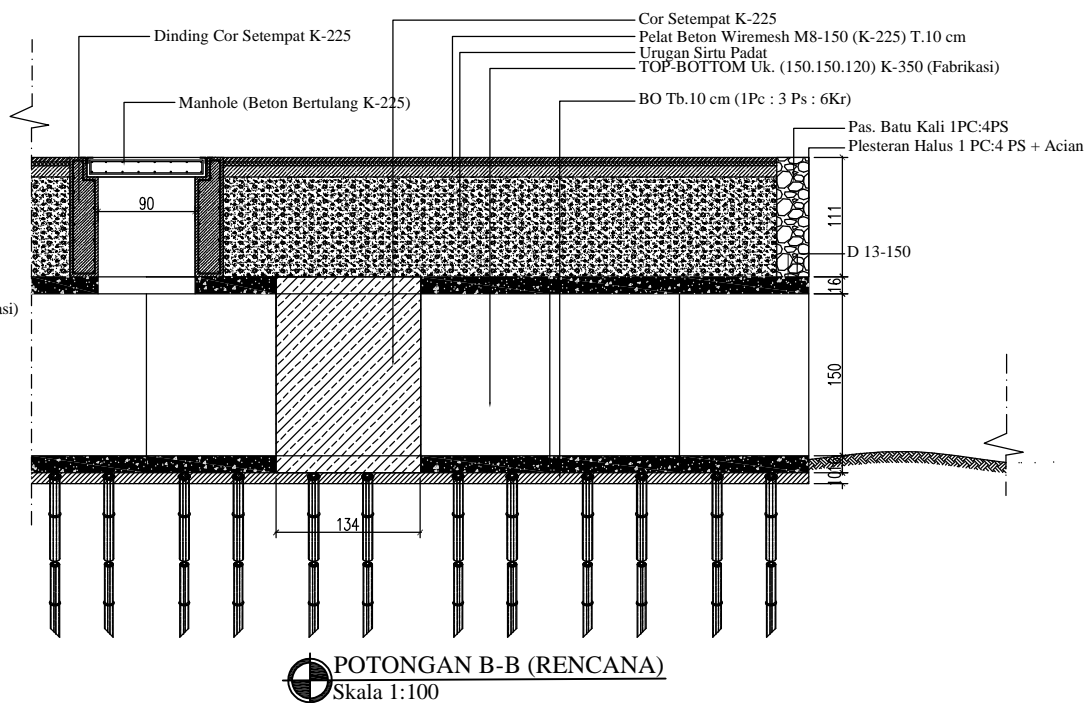
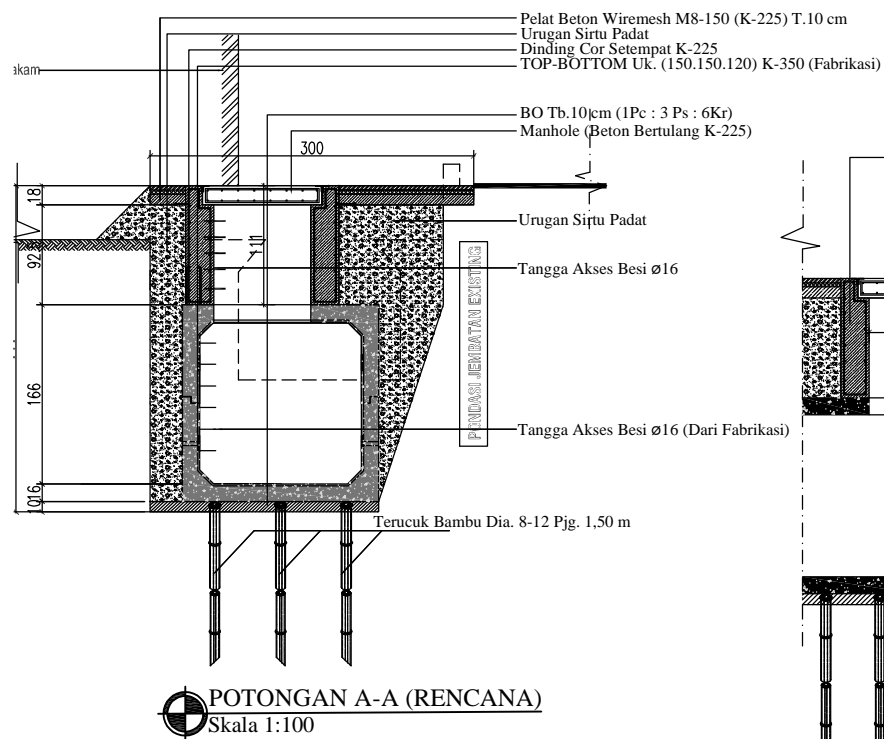
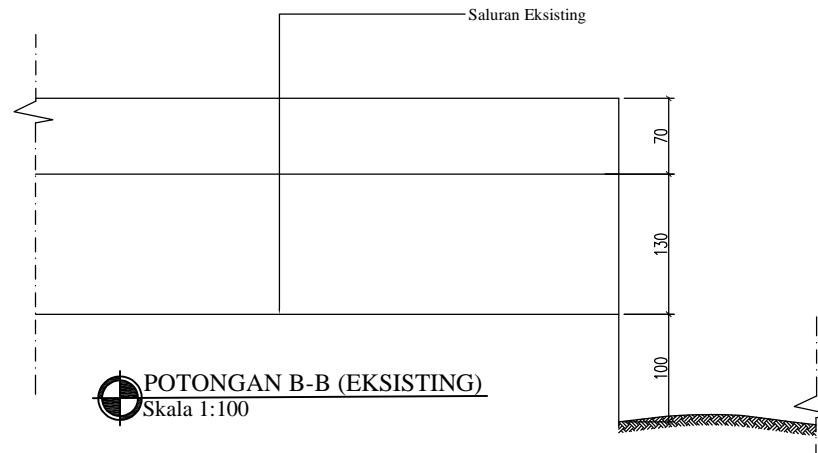
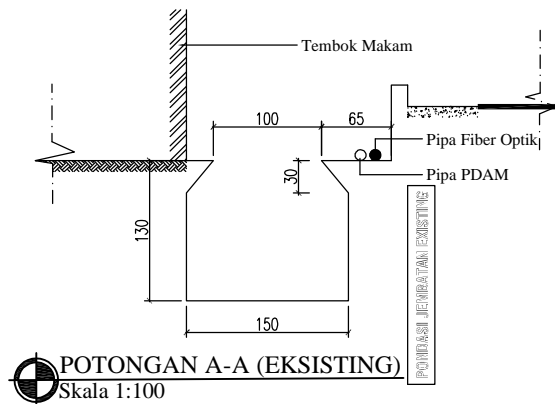
NOMOR  
GAMBAR

JUMLAH  
GAMBAR

31

41





D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

## JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

Evaluasi Kapasitas  
Drainase *Box Culvert*  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

## JUDUL GAMBAR

Potongan STA 0+000

## DOSEN PEMBIMBING

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

## MAHASISWA

Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyudien  
NRP 3114 030 115

## KETERANGAN

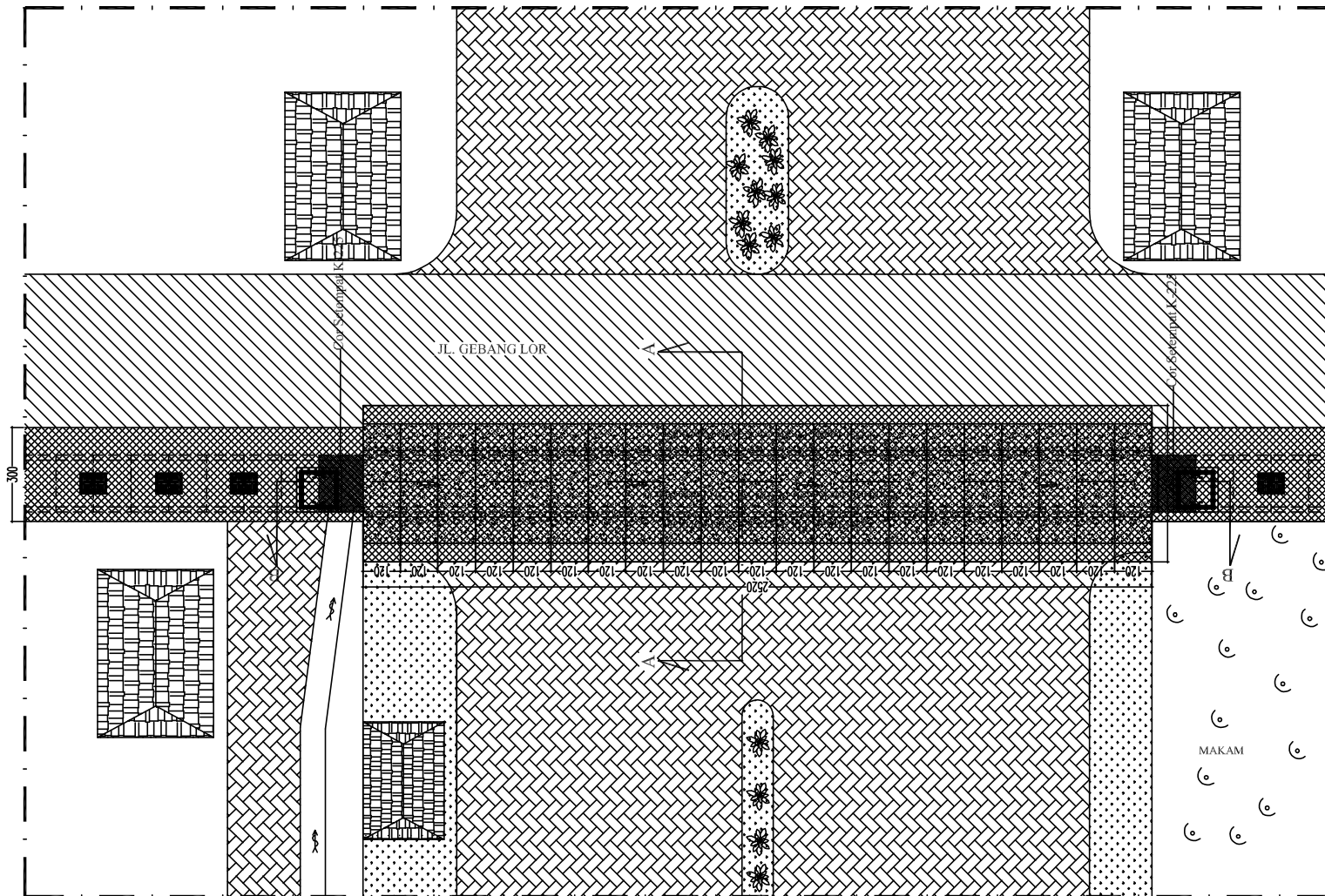
Skala 1 : 100

NOMOR  
GAMBAR

JUMLAH  
GAMBAR

32

41



**LAYOUT GORONG-GORONG A (RENCANA)**  
Skala 1:300



D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

# **JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN**

Evaluasi Kapasitas  
Drainase Box Culvert  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

## **JUDUL GAMBAR**

Layout Gorong-Gorong A-A

## **DOSEN PEMBIMBING**

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

## **MAHASISWA**

Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

## **KETERANGAN**

Skala 1 : 200

NOMOR  
GAMBAR

JUMLAH  
GAMBAR

33

41





D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

**JUDUL TUGAS  
AKHIR TERAPAN**

Evaluasi Kapasitas  
Drainase Box Culvert  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

**JUDUL GAMBAR**

Layout Gorong-Gorong B-B

**DOSEN  
PEMBIMBING**

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

**MAHASISWA**

Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

**KETERANGAN**

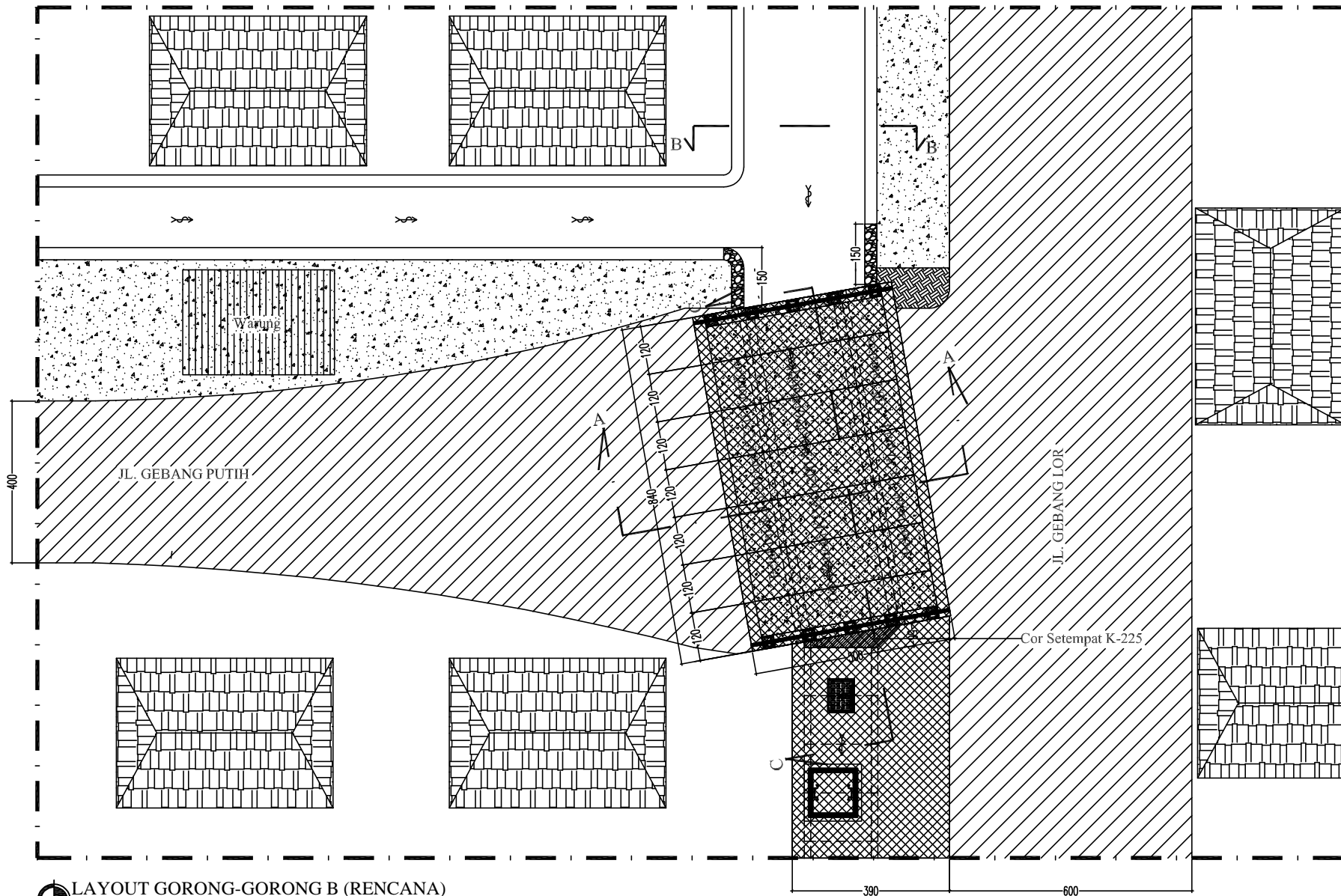
Skala 1 : 200

NOMOR  
GAMBAR

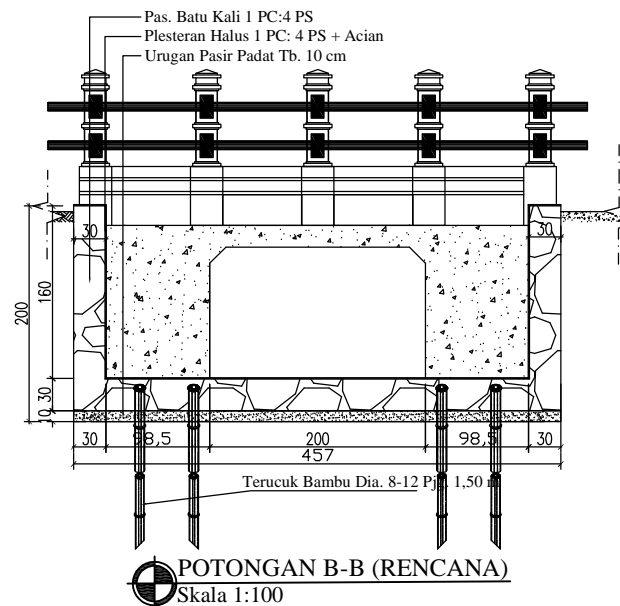
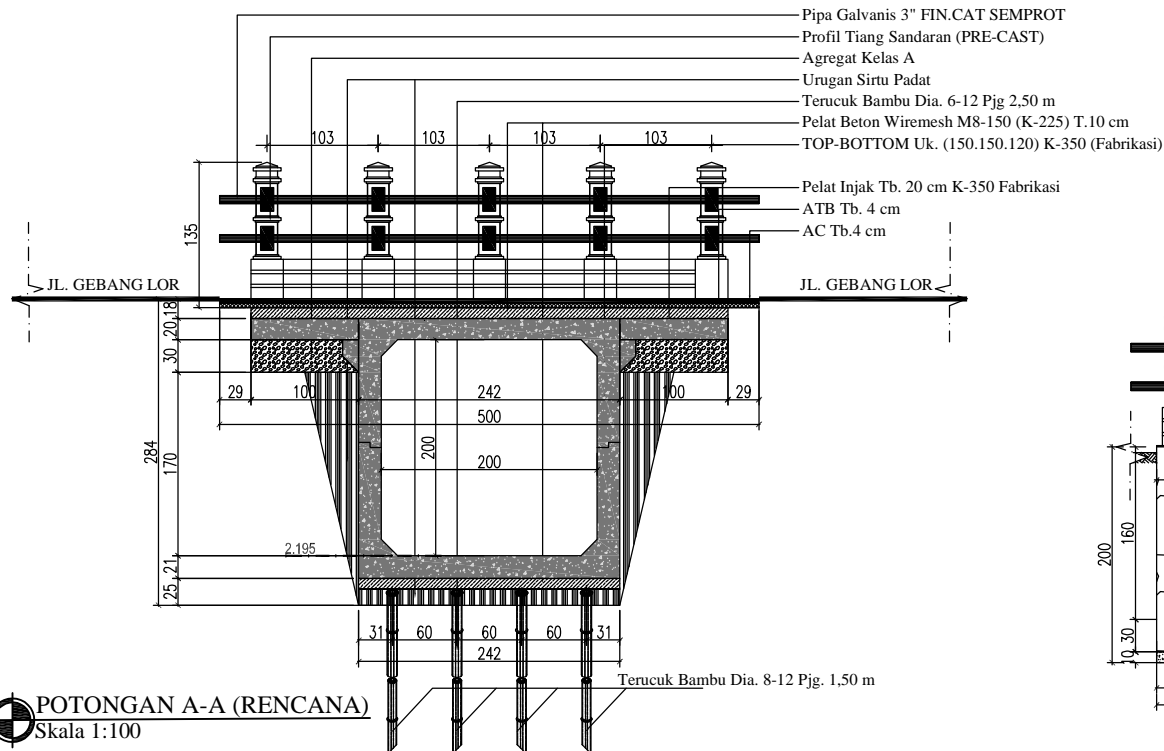
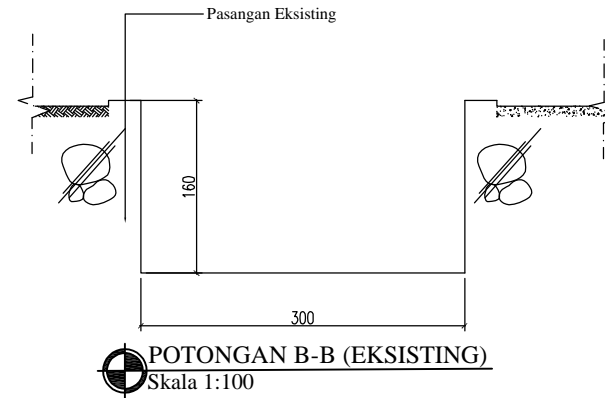
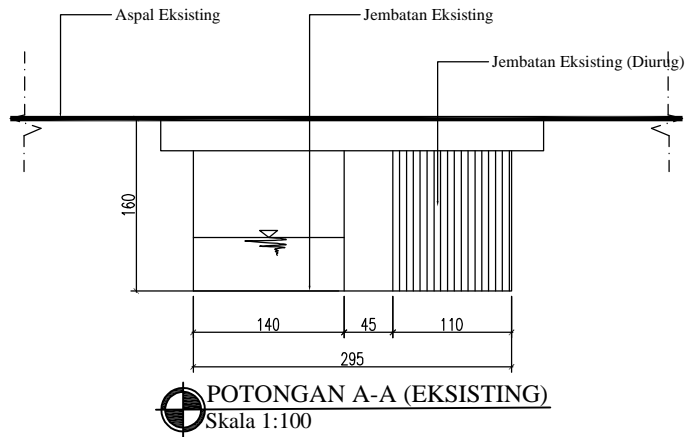
JUMLAH  
GAMBAR

35

41



**LAYOUT GORONG-GORONG B (RENCANA)**  
Skala 1:300



D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

## JUDUL TUGAS AKHIR TERAPAN

Evaluasi Kapasitas  
Drainase Box Culvert  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

## JUDUL GAMBAR

Potongan Melintang  
Gorong-Gorong B-B

## DOSEN PEMBIMBING

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

## MAHASISWA

Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyudien  
NRP 3114 030 115

## KETERANGAN

Skala 1 : 100

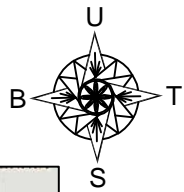
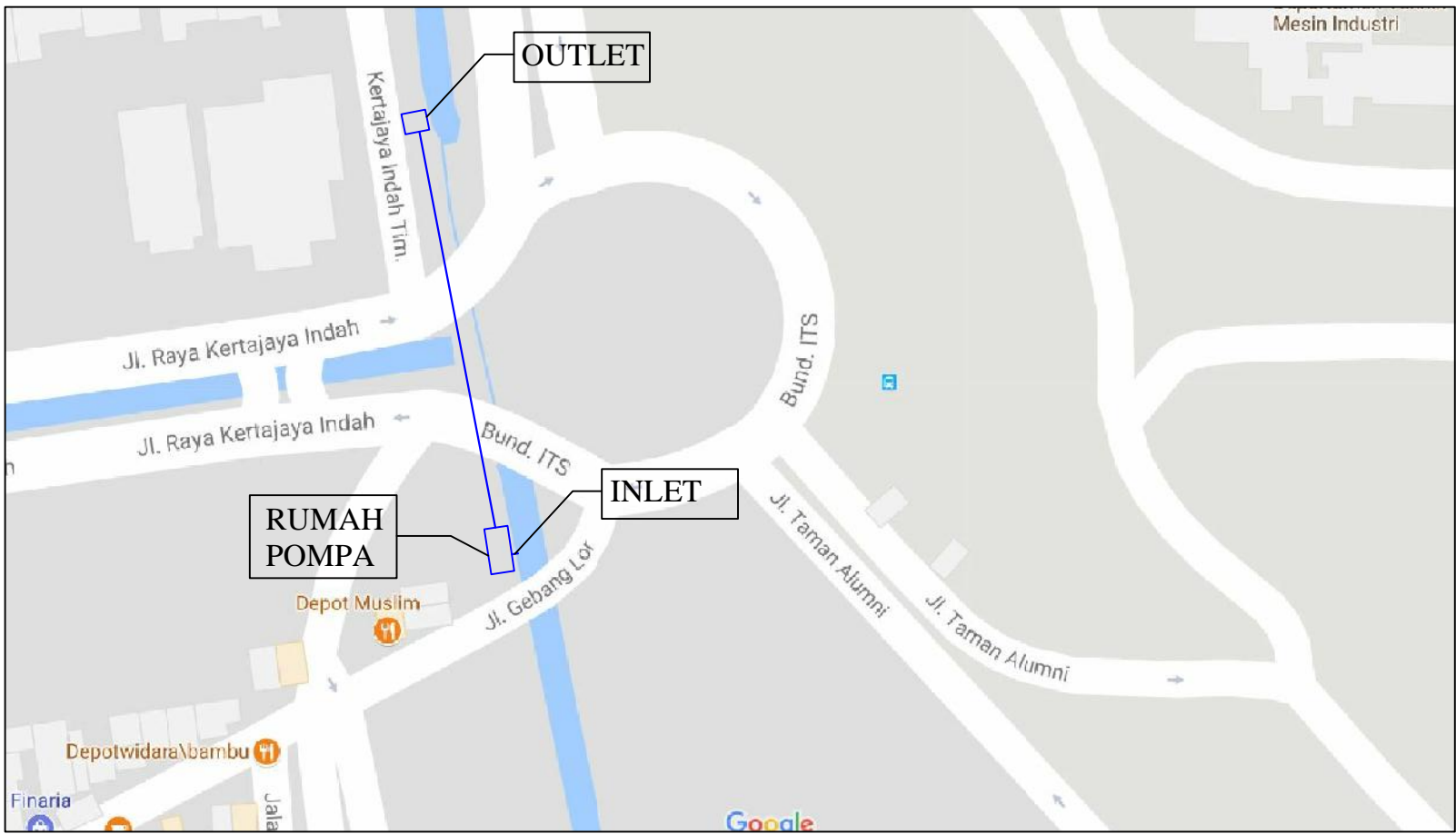
NOMOR  
GAMBAR

JUMLAH  
GAMBAR

36

41





D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

**JUDUL TUGAS  
AKHIR TERAPAN**

Evaluasi Kapasitas  
Drainase *Box Culvert*  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

**JUDUL GAMBAR**

Peta Lokasi Rumah Pompa

**DOSEN  
PEMBIMBING**

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

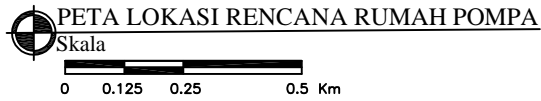
**MAHASISWA**

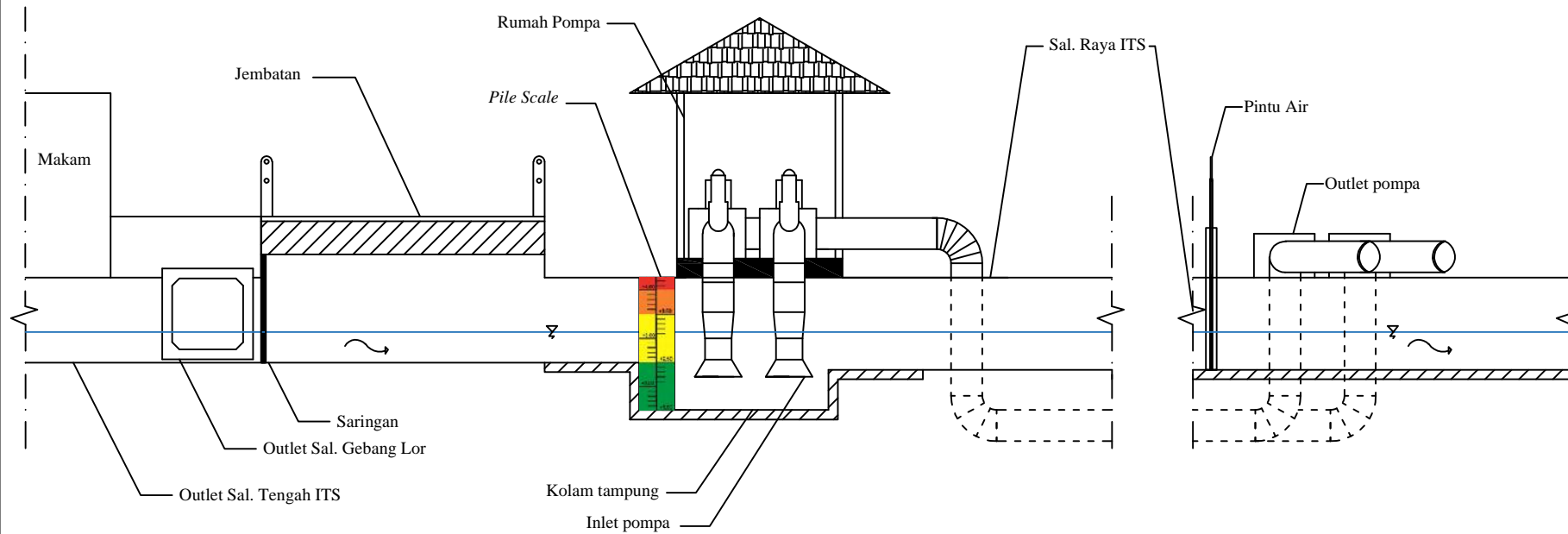
Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101  
Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

**KETERANGAN**

NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-----------------	------------------

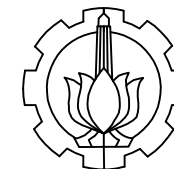
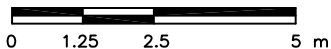
38	41
----	----





**POTONGAN MEMANJANG RUMAH POMPA**

Skala



**D3 TEKNIK SIPIL**  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

**JUDUL TUGAS  
AKHIR TERAPAN**

Evaluasi Kapasitas  
Drainase Box Culvert  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

**JUDUL GAMBAR**

Potongan Memanjang Rumah  
Pompa

**DOSEN  
PEMBIMBING**

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

**MAHASISWA**

Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

**KETERANGAN**

NOMOR  
GAMBAR

JUMLAH  
GAMBAR

**39**

**41**





D3 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

**JUDUL TUGAS  
AKHIR TERAPAN**

Evaluasi Kapasitas  
Drainase Box Culvert  
Jalan Gebang Lor  
Terhadap Hulu dan  
Hilirnya

**JUDUL GAMBAR**

Tampak Atas Rumah Pompa

**DOSEN  
PEMBIMBING**

Ir. FX Didik Harijanto, CES  
Siti Kamilia Aziz, ST., MT.

**MAHASISWA**

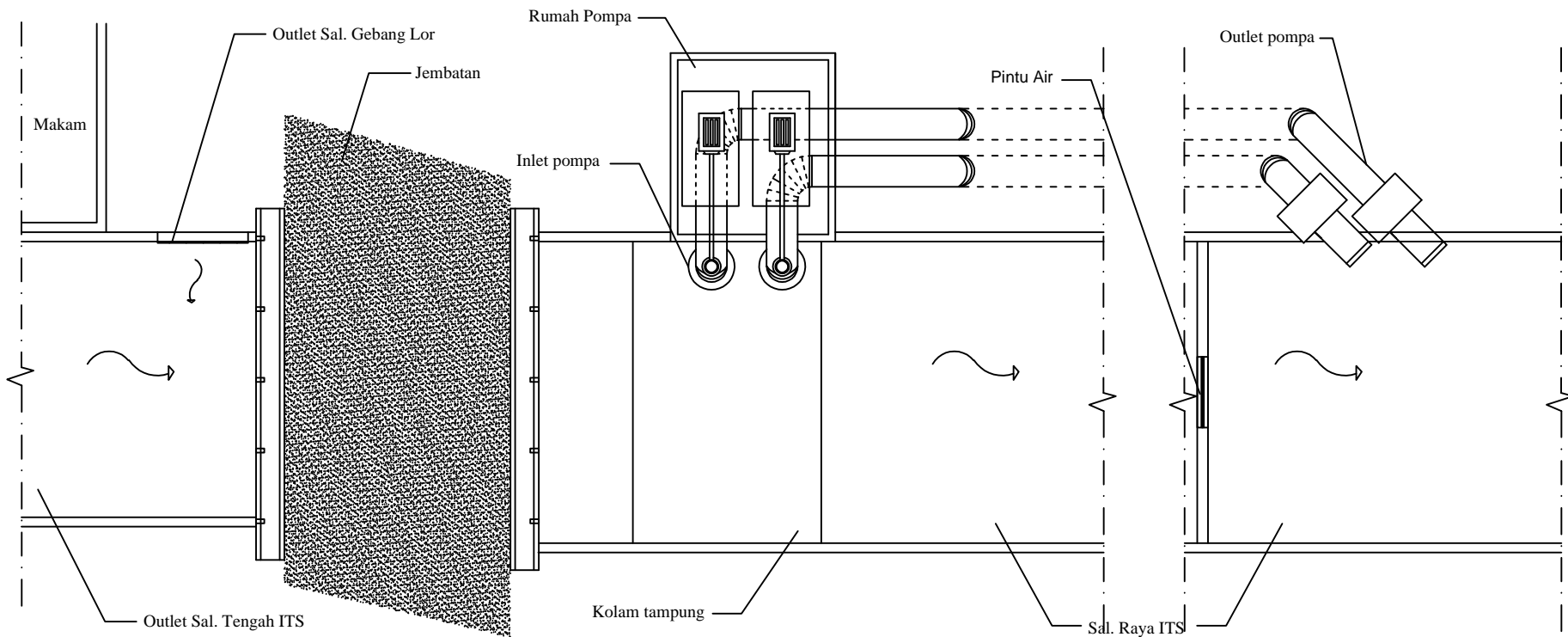
Januarico Alif Darmawan  
NRP 3114 030 101

Naufal Abiyyudien  
NRP 3114 030 115

**KETERANGAN**

NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-----------------	------------------

40	41
----	----



**TAMPAK ATAS RUMAH POMPA**

Skala

0 1.25 2.5 5 m

